



TITLE:

雨水浸透を考慮した透水性舗装の
実用化に関する基礎的研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

森石, 一志

CITATION:

森石, 一志. 雨水浸透を考慮した透水性舗装の実用化に関する基礎的研究. 京都大学, 2009, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2009-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k14261>

RIGHT:

目 次

第1章 序 論.....	1
1.1 研究の背景.....	1
1.2 本研究の目的.....	2
1.3 本研究の概要と論文構成.....	2
第2章 透水性舗装に関する既往の研究.....	7
2.1 緒 言.....	7
2.2 特定都市河川浸水被害対策法について	8
2.2.1 背景.....	8
2.2.2 概要.....	9
2.2.3 設計条件の設定.....	9
2.3 透水性舗装の歴史.....	11
2.3.1 海外における透水性舗装	11
2.3.2 日本における透水性舗装	15
2.4 既往の研究.....	19
2.4.1 屋外実験による検証	19
2.4.2 室内実験による検証	23
2.4.3 既往の研究における課題	27
2.5 道路路面雨水処理マニュアル（案）について.....	28
2.6 透水性舗装の数値解析について	29
2.7 舗装工学における多層弾性理論	32
2.8 結 言.....	35
第3章 透水性舗装の雨水浸透・貯留効果の検証.....	41
3.1 緒 言.....	41
3.2 実験概要.....	41
3.2.1 実物大モデル.....	41
3.2.2 計測センサ.....	46
3.2.3 実験条件.....	49
3.3 実験結果.....	54
3.3.1 降雨強度による水収支	54
3.3.2 雨水浸透メカニズム	65
3.4 実路における透水性舗装の水収支	77
3.5 結 言.....	84
第4章 不飽和浸透特性を考慮した雨水流出抑制効果の検証.....	87
4.1 緒 言.....	87
4.2 透水性舗装各層に対する飽和－不飽和透水試験および水分保持特性試験	87

4.3	透水性舗装の雨水流出抑制効果	102
4.3.1	浸透解析について	102
4.3.2	従来の方法による解析	107
4.3.3	解析結果	107
4.4	雨水流出抑制効果のシミュレーション	114
4.5	結 言	116
第5章	雨水浸透による粒状路盤・路床の支持力変化の検証	119
5.1	結 言	119
5.2	粒状路盤の支持力変化の検証	119
5.2.1	実験概要	119
5.2.2	実験結果	123
5.2.3	細骨材（粒径 2.36mm 未満）の支持力への影響	131
5.3	路床の支持力変化の検証	137
5.3.1	実験概要	137
5.3.2	実験結果	139
5.4	骨材移動現象の再現	142
5.5	結 言	146
第6章	実路における透水性舗装各層の支持力変化の検証	149
6.1	結 言	149
6.2	重交通道路における試験施工	149
6.2.1	国道 24 号	149
6.2.2	国道 163 号	158
6.2.3	国道 9 号	164
6.3	軽交通道路における試験施工	170
6.4	結 言	184
第7章	透水性舗装を計画する場合の留意点	187
7.1	結 言	187
7.2	各留意点の位置付け	187
7.3	透水性舗装と排水性舗装との使い分けについて	189
7.4	設計に関する留意点	191
7.5	施工・コストに関する留意点	192
7.6	機能性に関する留意点	194
7.7	結 言	194
第8章	結 論	197
8.1	各章の結論	197
8.2	本研究における結論	200
8.3	今後の課題	201

付 録.....	1
付録ー1 数値解析の原理.....	1
付録ー2 境界条件および初期条件.....	8

謝 辞

第1章 序 論

1.1 研究の背景

道路は人や物を経済的にかつ安全に輸送し、人々の生活向上のために必要不可欠な社会資本である。幹線道路の整備は、昭和 29 年に策定された第一次道路整備五箇年計画以来、現在に至るまで着実に進められてきた。また高規格幹線道路および地域高規格道路をはじめとする幹線道路ネットワークは、南北に細長く、山脈や海峡により地域間の交流が阻害されている我が国にとっては重要な社会資本である。平成 10 年に第 12 次道路整備五箇年計画が施行され、平成 17 年度末における道路延長は、高速自動車国道で 8,983.9km、一般国道で 66,842.2km に達している¹⁾。このように、かつて我が国の道路建設は、交通量の激増に対応するための道路網の拡大を目的として行われていた。しかしながら、現在では首都圏を中心とした渋滞対策、交通安全対策、環境保全といった「整備」にその主要が移行している。さらに平成 13 年に制定された「舗装の構造に関する技術基準」のなかに、「当該舗装の構造に起因する環境への負荷を軽減するように努めるものとする。また舗装発生材および他産業再生資材の使用等リサイクルに努めるものとする。」とあるように、「環境保全」がさらに重要視されるようになってきた。そういったなか、環境は悪化の一途をたどり、特に地球温暖化については地球規模で気候が大きく変動することが予測され、日本においても当然大きな変動が生じると予測される。気候の推移に関しては 1898 年から 2004 年までの約 100 年間ににおける日本の年平均地上気温は約 1.0℃上昇している。降水量の推移に関しても、年降水量が 1898 年から 2004 年までの約 100 年間ににおいて減少傾向にあるとともに、1960 年頃から多雨の年と少雨の年との差が大きくなってきている²⁾。また集中豪雨の頻発化により平成 16 年 7 月新潟・福島豪雨では新潟県栃尾市で 63mm/hr、福島県只見町で 50mm/hr を観測し、福井豪雨では福井県美山町で 96mm/hr、台風 21 号では三重県宮川村で 139mm/hr という猛烈な雨量を観測した。全国的に見ても 1 時間降水量（毎正時の値）50mm 以上の短時間強雨が 468 回観測され、日降水量が 200mm 以上、400mm 以上の大雨を観測した回数はそれぞれ 463 回、30 回にのぼり、観測開始以来最も多くなっている³⁾。そういったことから、雨水流出抑制効果を有する透水性舗装が注目されている。

透水性舗装は 1970 年代初頭に実用化された。しかし、雨水の浸透により路体および路床あるいは粒状路盤の含水比が高くなることで支持力を低下させ、耐久性を損ねることが懸念されているため、車道への適用は少なく、歩道や駐車場など比較的荷重の掛からない場所への適用に限定されていた。しかし、平成 16 年に施行された特定都市河川浸水被害対策法により、「特定都市河川流域内における道路を含む一定規模以上の雨水浸透阻害行為については、流出水量の増加を原地盤と同じ程度に抑制すること」が義務付けられ、主要対策のひとつとして車道透水性舗装が注目され、軽交通から重交通の車道にも適用可能な技術の確立が急務となっている⁴⁾。

1.2 研究の目的

従来の舗装は、密粒度舗装に見られるように表層を不透水とし、雨水浸透による路盤および路床の支持力の低下、さらには舗装の破壊を防ぐという考え方であった。これに対し透水性舗装は、雨水を路盤および路床へ浸透させることにより都市環境改善効果を得るものである。しかし、路盤および路床への雨水浸透により、舗装の支持力低下が問題視されている⁵⁾。そういったことより、これまでは支持力がそれほど問題とならない歩道や軽交通への適用が主であった^{6)~8)}。しかし、近年では重交通道路への適用が検討されており、上記した支持力の低下は、透水性舗装の普及に際して大きな懸案事項となっている。

また、透水性舗装を設計する際に、透水係数には飽和透水係数を使用する⁵⁾。しかし、実際の降雨を想定した場合、降雨強度が大きい時は舗装体内部が不飽和の状態に浸透していくため、降雨強度と不飽和浸透特性の関係を把握する必要がある。そこで、不飽和浸透特性の要素である水分保持特性および飽和・不飽和透水係数の測定を実施する必要がある。

現在の透水性舗装は、構造設計と透水設計の2種類の設計を行う。構造設計では雨水浸透による疲労破壊抵抗性などの低下が懸念され、路床の応力負荷を軽減するために路盤厚の割増しや、路床支持力の下限値の設定などが必要とされる。一方、透水設計では適用箇所に応じて要求される透水能力を満足するように、使用する舗装材料と舗装厚を試算し、構造設計で求められる構造と比較して決定される⁵⁾。

このような状況を鑑み、本研究では透水性舗装各層の耐久性および透水性について、実路および実物大モデルヤードにおける実験および室内試験から明らかにすることを試みた。またそれらによって得られた知見から、透水性舗装のそれぞれの性能を明確にすることを目的とする。

1.3 本研究の概要と論文構成

本論文は第1章から第8章までの章立てで構成されている。各章の概要は以下のとおりである。また、研究の流れを図1.1のフロー図に示す。

第1章では、「序論」として透水性舗装を取り巻く背景を述べるとともに、研究の目的を具体化し、本研究の位置付けを明らかにした。

第2章では、「透水性舗装に関する既往の研究」として、まず、特定都市河川浸水被害対策法の概要について述べた。また、透水性舗装の同法での位置付けについて説明した。

次に、透水性舗装の歴史についてまとめた。特に日本と海外（米国）とでは舗装体への水の浸透の捉え方が異なっており、日本の透水性舗装と、米国の Pavement Subsurface Drainage System（舗装体内排水システム）について述べた。

そして、日本での室内実験および屋外実験の既往の研究を整理し、それらの課題を明らかにした。まず、透水性舗装の歴史および既往の研究で記した、独立行政法人土木研究所が作成した「道路路面雨水処理マニュアル（案）」の概要について述べた。そして、そこで使用されている透水性舗装に関する数値解析について紹介した。

最後に、舗装の構造解析に使用される多層弾性理論の概要について記述した。

第3章および**第4章**では「透水性」を主題として室内および屋外実験で検証した。1.2でも述べたように、従来の舗装は表層を不透水とし、雨水浸透による路盤および路床の支持力の低下、さらには舗装の破壊を防ぐという考え方であった。その後、都市環境改善効果を得るものとして導入された透水性舗装は、雨水を路盤および路床へ浸透させることによる舗装の支持力低下が問題視され、これまでは支持力がそれほど問題とならない歩道や駐車場への適用が主であった。しかし、近年では重交通道路への適用が検討されており、その中で従来の透水性能の評価は、独立行政法人土木研究所の方法に見られるように、飽和透水係数で計算されている⁵⁾。しかし本研究では、降雨強度が大きい場合において不飽和領域が存在すると考えた。そこで、室内および屋外実験で検証を試みた。

第3章では、「透水性舗装の雨水浸透・貯留効果の検証」として、透水性舗装における雨水の浸透メカニズムを解明するため、実路（国道163号）を模擬した実物大モデルおよび実路（第二京阪道路）において散水実験を行い、そこで得られた結果をもとに雨水浸透・貯留効果の検証を行った。

第4章では、「不飽和浸透特性を考慮した雨水流出抑制効果の検証」として、まず評価に先立ち、解析に必要な物性値として、水分保持特性および飽和－不飽和透水係数の測定を行った。そして、本研究で検討している気液二相流解析プログラム『NEWTON22』を使用し、平成19年度に試験施工された第二京阪道路の副道における車道透水性舗装の舗装構造で雨水流出抑制効果のシミュレーションを行った。

第5章および**第6章**では「耐久性」を主題として室内および屋外実験で検証した。透水性舗装はその構造から、雨水を路盤および路床へ浸透させることによる舗装の支持力低下が問題視されている。しかし、支持力低下のメカニズムは解明されていない。そこで、室内実験で粒状路盤材および路床土の支持力低下の有無の確認とメカニズムの解明を行った。また、重交通道路および軽交通道路それぞれの実路における追跡調査を行い、支持力の経年変化を検証した。

第5章では、「雨水浸透による粒状路盤・路床の支持力変化の検証」として、室内実験で浸透水による粒状路盤材および路床の支持力低下の有無と、そのメカニズムを解明した。

第6章では、「実路における透水性舗装各層の支持力変化の検証」として、重交通道路に試験施工された国道24号、163号、9号と、軽交通道路に試験施工された関東地方の市道の支持力の経年変化をFWDで測定し、その結果をもとに雨水浸透による支持力変化を検証した。

第7章では、「透水性舗装を計画する場合の留意点」として、各実験結果および既往の研究結果を基に透水性舗装と排水性舗装の使い分け、車道透水性舗装の設計、施工・コストおよび機能性に関する留意点について言及した。

第8章では、以上で得られた知見を総括し、結論とした。

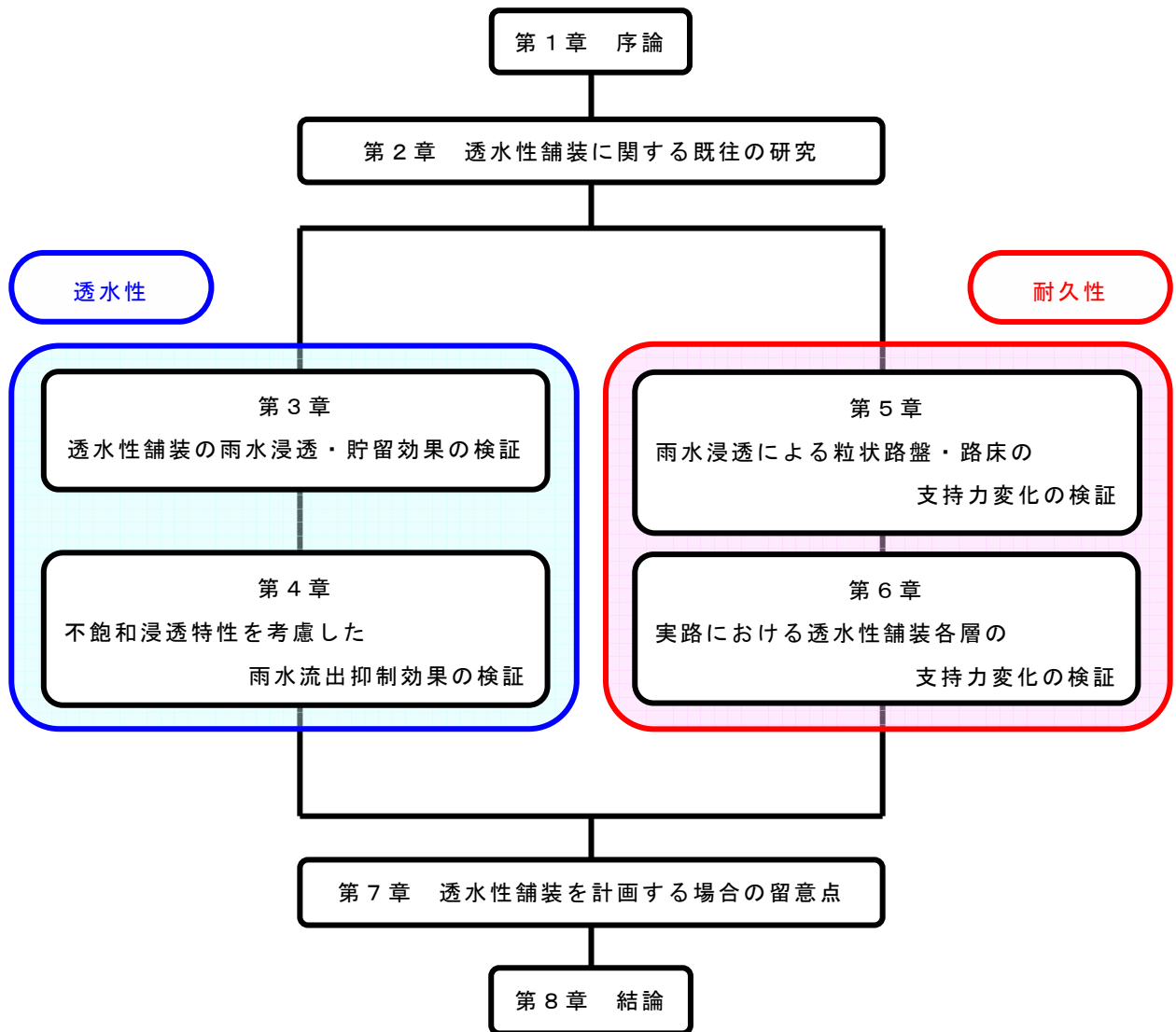


図 1.1 研究の流れ

第1章の参考文献

- 1) 全国道路利用者会議：道路統計年報 2007（平成 17 年度），2007.11.
- 2) 国土交通省 土地・水資源局水資源部：平成 17 年版日本の水資源について～気候変動が水資源に与える影響～，2005.
- 3) 気象庁：平成 16 年度版 環境白書，2006.
- 4) （社）日本道路協会：環境改善を目指した舗装技術（2004 年度版），舗装委員会 環境・再生利用小委員会，2005.3.
- 5) 道路路面雨水処理マニュアル(案)，独立行政法人土木研究所資料第 3971 号，2005.
- 6) 車道透水性舗装の設計方法確立に向けた検討：独立行政法人土木研究所資料第 4008 号.2006.
- 7) 白石真一，関伸明，白濱幸則：軽交通道路における透水性舗装の適用性，第 25 回日本道路会議，09053，2003.
- 8) 渡辺安彦，占部浩二，有賀公則：全断面車道透水性舗装における追跡調査の一事例，第 25 回日本道路会議，09051，2003.

第2章 透水性舗装に関する既往の研究

2.1 緒 言

透水性舗装とは、図 2.1 に示すように雨水が舗装表面を通り、路肩の排水構造物に流れる密粒度舗装などの従来の舗装や、雨水がポーラスアスファルト混合物で形成された表層を流下し、その下層部の不透水層上を流れて排水する排水性舗装とは異なり、流下した雨水がアスファルト混合物層および路盤層を介して路床へ浸透するといった構造である。

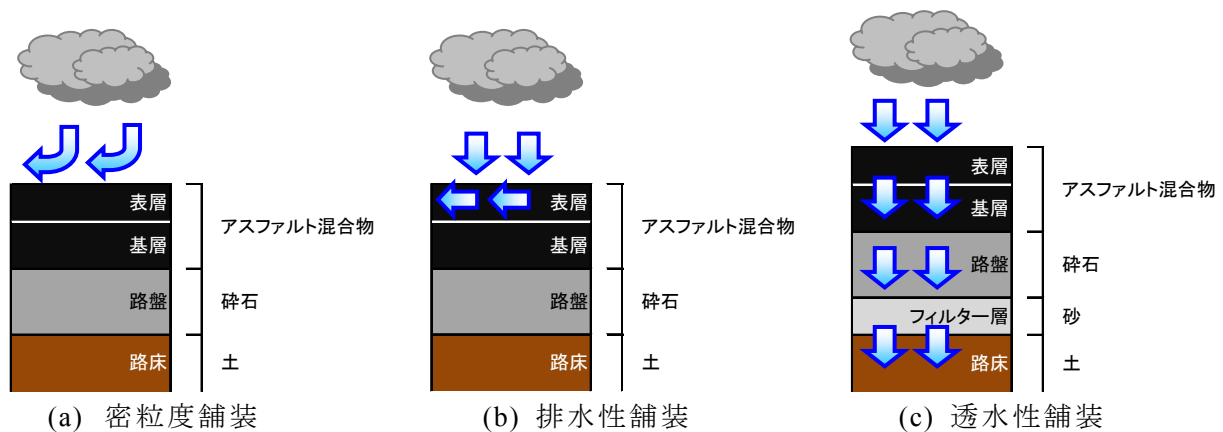


図 2.1 舗装構造図

また、透水性舗装の特徴は、以下に示す効果があると言われている¹⁾。

- ・地下水の涵養
- ・下水道の負荷軽減と都市河川の氾濫防止
- ・公共水域の汚濁軽減
- ・植生等の地下生態の改善
- ・路面排水施設の軽減もしくは省略
- ・雨天時のすべり抵抗性の増大と歩行性の改善

その他、上記に加えて排水性舗装と同様の以下の機能が期待される。

- ・タイヤ路面騒音の発生抑制
- ・雨天時における視認性の向上
- ・ハイドロプレーニング現象の軽減
- ・沿道への水はね防止

以上のような効果および機能に対し、以下のような問題点が挙げられる。

- ・空隙づまり、空隙つぶれによる透水性能の低下
- ・雨水浸透による支持力の低下

透水性舗装は、1930年代において米国で開発され、それは舗装表面に透水性の機能を持たせるものの、雨水の路床への浸透を防ぐために遮断層を設け、それを舗装体内のドレンを通して路側へ排水するものであった。欧米ではすべり抵抗性の向上やハイドロプレーニング現象の防止を目的として透水性舗装が考えられてきた。一方、日本では欧米の機能に加え、雨水の舗装体での一時貯留効果および都市河川の氾濫防止、路床を介して地中へ還元する地下水の涵養、路面排水施設の軽減もしくは省略などの機能を持つものを透水性舗装としている。図 2.2 に代表的な舗装構造（重交通）を示す。米国においても、近年はそういった流出抑制、地下水涵養といった位置付けでとらえられている^{2),3)}。そこで、日本と欧米（米国）それぞれの透水性舗装の違いについて述べ、日本に関しては今日までに実施されている既往の研究およびその成果についてまとめ、それらから考えられる課題を示す。

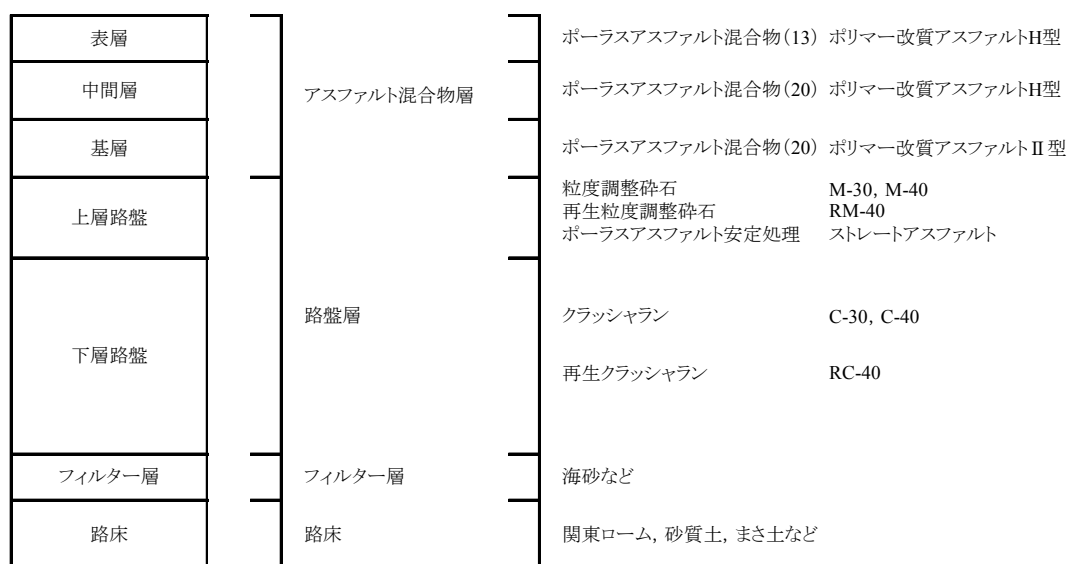


図 2.2 一般的な透水性舗装構造図（重交通）

2.2 特定都市河川浸水被害対策法について⁴⁾

2.2.1 背景

近年、都市部の河川流域において浸水被害が頻発し、以下のような問題が発生している。

- ・都市部では、平成 12 年の東海水害など浸水被害が頻発。
- ・ヒートアイランド化等により集中豪雨が頻発しており、浸水被害の危険性が増大。
- ・一部では宅地開発等により設けられた調整池が埋め立てられる等の問題も発生。

上記のような著しい浸水被害が発生し、またはその恐れがあるにもかかわらず、河道または洪水調節ダムの整備による浸水被害の防止が市街化の進展により困難である。

そこで、都市河川流域における新たなスキームによる浸水被害対策が必要となり、河川管理者、下水道管理者および地方公共団体が一体となった浸水被害対策が有効であると考えられた。

2.2.2 概要

都市部を流れる河川の流域において、著しい浸水被害が発生し、またはその恐れがあり、かつ、河道等の整備による浸水被害の防止が市街化の進展により困難な地域について、特定都市河川および特定都市河川流域を指定し、浸水被害対策の総合的な推進のための流域水害対策計画の策定、河川管理者による雨水貯留浸透施設の整備その他の措置を定めることにより、特定都市河川流域における浸水被害の防止のための対策の推進を図ることが必要となった。

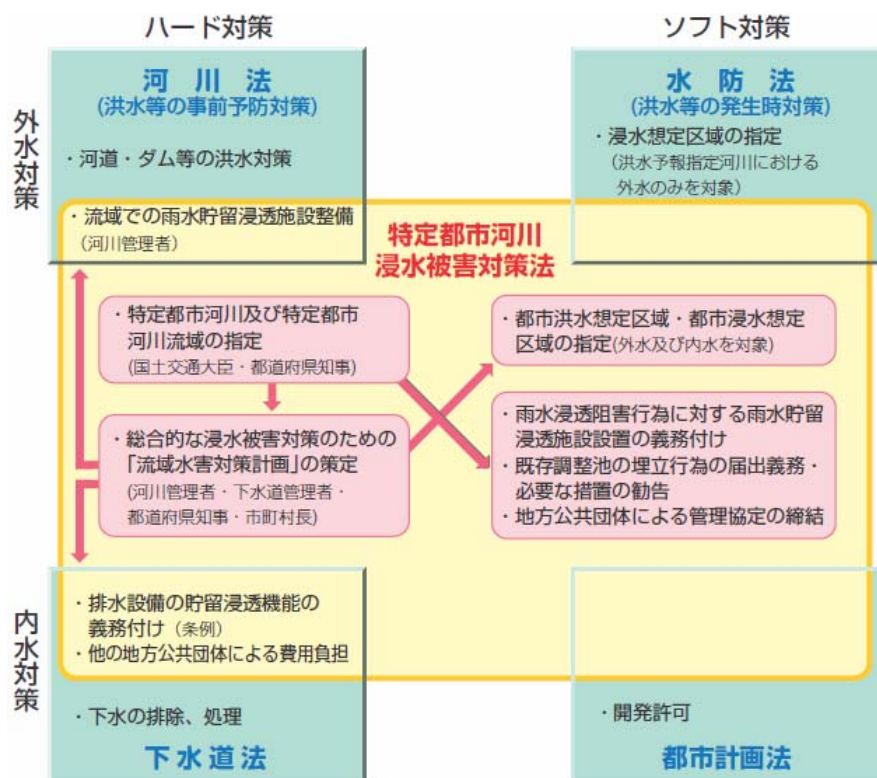


図 2.3 特定都市河川浸水被害対策法の位置付け⁴⁾

2.2.3 設計条件の設定⁵⁾

特定都市河川浸水被害対策法では、基準降雨（10年確率の降雨）について、開発行為によってピーク流出雨水量（10分ごとの行為区間からの最大流出雨水量）の増量がゼロになるようにしなければならない。

特定都市河川流域内の開発行為においては、開発前の当該区域の土地利用形態ごとの流出係数を求め、その面積を重みとして按分し、当該区域全体の流出係数を算出することによって開発前の当該区域の最大流出雨水量を求める。これについて、単独の対策もしくは複数の対策を組み合わせる等で開発区域全体の最大流出雨水量の増量がゼロになるようにしなければならない。

(1) 設計基準降雨の設定

特定都市河川浸水被害対策法における基準降雨は、継続時間が 24 時間とする 10 年確率中央集中型降雨波形とされている。同法では当該地域における基準降雨は都道府県長等が定め公示することとしているため、基準降雨は地域ごとに定まったものを使用することとする。

(2) 開発前の地域の流出雨水量の算定

開発前地域の流出雨水量は合理式により算定する。

$$Q = (1/360) \times f_n \times R \times A_n / 10000 \quad (2.1)$$

ただし、 Q ：流出雨水量 (m^3/sec)

f_n ：各区間の流出係数 (-)

R ：基準降雨における洪水到達時間内平均降雨強度 (mm/hr ，洪水到達時間は 10 分)

A_n ：各区間の面積 (m^2)

(3) 開発区域の目標最大流出雨水量の算定

開発区域における開発後の目標最大流出雨水量は広域的な要因によって決められる。図 2.4 に開発区域の目標最大流出雨水量の設定例を示す。パターン①のようにすべての路面雨水を開発区域のみで処理する場合は、開発区域の最大流出雨水量を原地盤と同等の流出抑制性能を持たせなくてはならず、開発区域の最大流出雨水量を原地盤と同等にする必要がある。パターン②のように雨水の一部または全部を開発区域以外で処理する場合には、開発区域の流出抑制雨水量を減ずることができる。

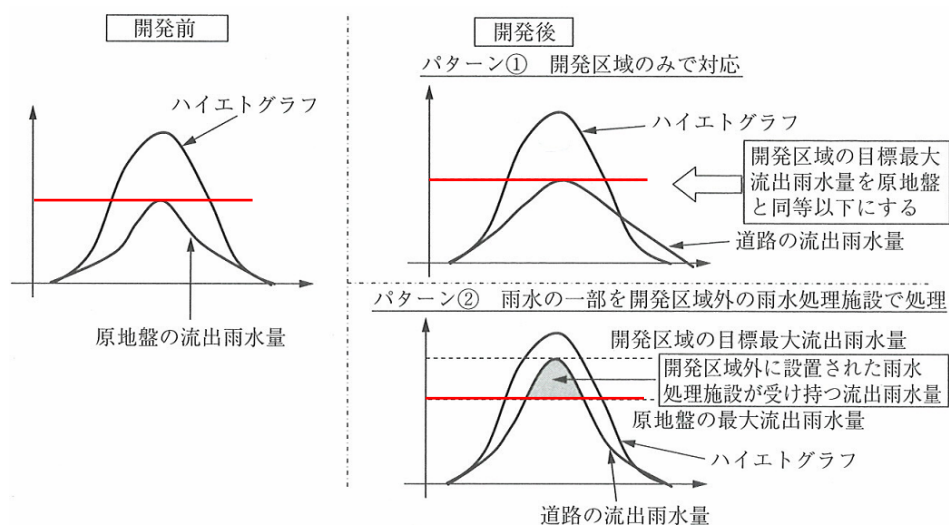


図 2.4 開発区域の雨水処理と目標最大流出雨水量の算出例
(参考文献 5)より一部改訂して引用)

2.3 透水性舗装の歴史

2.3.1 海外における透水性舗装

海外の透水性舗装は，近年においては流出抑制や地下水涵養という位置付けでとらえられているものの，それまではむしろ，現地の地盤の特性および交通・気候といった環境から，路盤層の透水に重点がおかれている．ここではその中でも，舗装体内排水システムについて述べる⁶⁾．

舗装表面のひびわれや目地部から表面水が浸透したり，地下水や局所的な湧水が毛細管現象により路床や路盤に浸透することにより舗装が早期破壊を起こす．そこで，舗装体内排水システムを使用することで，浸透した水を迅速に排水し，舗装修繕回数を軽減し，舗装の供用期間を長期化することを目的としている．舗装体内排水システムは図 2.5 に示すように，アスファルト混合物層またはコンクリート版の下の透水性路盤や端部排水工，その他の排水設備より構成されたシステムである．主な構成材料として，①舗装体の排水を速やかに行うための透水性路盤，②透水性路盤の空隙づまりを防止するためのフィルター層，もしくは，路床土と分離するために使用する透水性の低い粒状層またはジオテキスタイル，③透水性路盤からの水を集水するために舗装端部に設けられる端部排水工，④端部排水工に設置される有孔管または可とう性管の 4 種類があげられる．特に①の透水性路盤については日本でも詳しく紹介されている．透水性路盤の研究の流れを以下に示す⁷⁾．

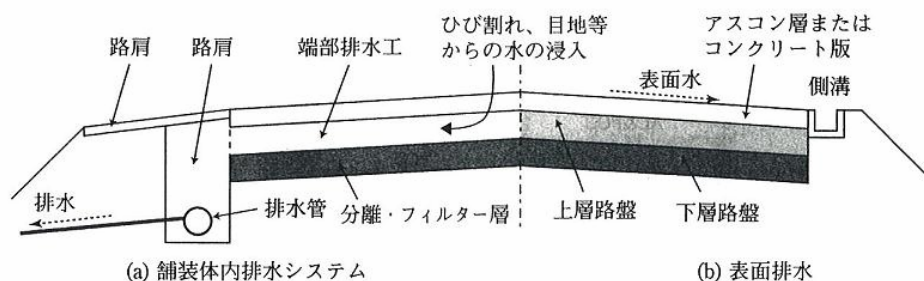


図 2.5 舗装体内排水システム例⁶⁾

1820 年にスコットランドの道路建設者 Jhon McAdam が「水が舗装を通して浸透し地盤が飽和すれば，その道路は厚さにかかわらず支持力を失い崩壊する」と述べている．この考えは，1930 年代および 1940 年代に Telford Treseagat など他の初期の道路建設者に支持され，一般的に広く受け入れられていた．

1960 年代後半になり，Ridgeway, Zube, およびメリーランド州立大学などが報告した舗装内への水の浸透に関する研究の影響により，舗装内部排水が注目されるようになった．

1964 年に新しい骨材粒度が採用されたが，この粒度には細骨材分が無いことから材料分離を起こしやすく，そのため透水性の変動が大きかった．

1962 年に Lovering と Cedergren は，安定処理していない自由排水層の骨材は不安定であるとのことより，2～3%のアスファルトを加えることを奨励した．

1967 年にカリフォルニア州においてアスファルト安定処理排水材料を用いた二層式の舗装内排水の試験施工が行われた。1986 年の現場調査では、隣接する排水システムのない舗装は広範にわたり補修されていたが、試験施工区間は 19 年間の交通供用後においても、パッチングもなく非常に良好な状況であった。

1970 年に連邦道路管理局（FHWA）は、カリフォルニア州サクラメントのコンサルタント Harry Cedergren と同州のロングビーチの Ken O'Brein らの行った舗装内の水に関する問題の徹底した追跡研究調査を採用した。その後「道路構造における排水システムの設計に関する指針」を発行し、集水管および配水管を備え、空隙づまりの保護としてのフィルター層のある透水性路盤による全幅員にわたる排水システムを奨励した。さらに、急速な舗装排水を可能にした新材料の一つである透水性アスファルト安定処理材（ATPM：Asphalt Treated Permeable Material）などによって、たわみ性舗装（＝アスファルト舗装）およびコンクリート舗装に舗装の内部排水が標準的な方法として受け入れられるようになった。1945 年以前は当時の「浸透トレンチ」に使用されていた骨材と同様の材料であったので、初期においては高い透水性が得られたが、多くの場合は空隙づまりを起こし、道路設計寿命より早くその効果が無くなった。

設計における ATPM 層の構造的寄与に関する問題は、適切な ATPM の層係数が統一されていないことであった。供試体として脆いことと空隙率が高いため、通常の室内試験に基づく構造的評価を行うことは困難であり、1984 年には、ATPM の強度増加を測定する必要性と舗装材料の定量化のためのレジリエントモデュラス測定試験の開発が促進された。1986 年の AASHTO の舗装設計指針の改訂版においてレジリエントモデュラスと AASHTO による層係数との関係を示した。

1987 年に、Forsyth らによって排水型および非排水型舗装のパフォーマンスデータや舗装の応答のデータが使用できる事例を解析し、たわみ性舗装および剛性舗装（＝コンクリート舗装）の寿命はそれぞれ少なくとも 33% および 50% 延びるであろうと評価した。

結果、舗装の延命化の手段として ATPM の使用は拡大していった。1985 年の時点で 10 州が ATPM を使用し、1990 年までに ATPM を使用している州は 21 までになり、当時それ以外に 9 州が使用を計画していた。

以上のように、海外（米国）においては舗装内に存在する自由水による舗装の劣化を防ぐための手段として使用されている。

一方、透水性舗装は、駐車場や舗装道路などの不透水性の舗装表面が雨水流出の原因の一つとされ、その問題に対応するために検討されてきた⁸⁾。

1949 年以来、環境および天然資源のより良い管理を目指した研究が散発的に行われてきた⁹⁾。

1960 年代の後半になって、水の浸透促進、雨水配水管の負荷低減、洪水抑制、地下水位の引き上げ、帯水層の充填を実現する透水性舗装の考え方が提案された⁹⁾。

その後、1970 年代を通して、この考え方について議論がなされ、環境保護庁（EPA）による「コストと効果に基づく、都市部の雨水流出抑制のための各種の透水性舗装の能力の決定」という実行方針に至った⁹⁾。

1977 年、Franklin Institute の Edmund Thelen と、L. Fielding Howe は、共著「透水性舗装の設計指針」を記した⁹⁾。この文書は、その後幅広く参考とされ、透水性舗装の設計者に

優れた基本的情報を提供した。

1970年代後半から、多くの透水性舗装が施工されたが、施工例もあれば失敗例もあった。失敗例としては、現場では抑制できないシルト質土の舗装への浸透で、透水性舗装の空隙が詰まるものであった¹⁰⁾。

提案された箇所に透水性舗装が適しているか否かを判断するためには、重要となる幾つかの因子を検討する必要がある。それらおよびその他の因子が確実に評価されるためには、透水性舗装は Professional Engineer の資格を有する技術者が設計するものとする。指針および特徴について以下に述べる。

(1) 舗装構造

図 2.6 に示すように、典型的な透水性舗装は、透水性アスファルトコンクリート表層、上部フィルター層、水貯留層（流出水の貯留、凍結の浸透深さ、および構造的能力を考慮して設計）、下部フィルター層（オプション）、フィルター繊維および既存の路床、もしくは置き換え土から構成される。

① 透水性アスファルトコンクリート表層

厚さ約 50～100mm(2～4in)の開粒度アスファルトコンクリート層。

② 上部フィルター層

粒径 13.2mm(0.5in)の砕石を用いた厚さ 50.8mm(2in)の層が推奨されている。この層の主な目的は、表層施工のための堅固な基盤を提供することである。

③ 水貯留層

砕石路盤層で、その厚さは貯留量、構造的能力および凍結深さのそれぞれに対して必要な厚さのうち最も厚い厚さとする。この層の最小厚さは 203.2～228.6mm(8～9in)である¹¹⁾。

ほとんどの参考資料で、路床土の水の浸透速度として 12.7mm/hr(0.5in/hr)を推奨していることから^{11),12),13)}、米国の透水性舗装は 100 年/24 時間に相当する雨水量を排水できるものと考えられる。浸透速度の推奨値 12.7mm/hr(0.5in/hr)は、貯留層に 101.6mm(4in)の水を貯留し、24 時間降水量が 152.4mm(6in)以上の時、24 時間能力で降水量 304.8mm(12in)に対応する。貯留層の厚さは、貯留容量より構造的能力もしくは凍結深さによって決定される場合が多い。

④ フィルター繊維（シート）

これは貯留層もしくはオプションの下部フィルター層の下に設置するもので、貯留層への細粒土の浸入を防ぐ役割をする。これは以後の舗装構成層の施工における基盤の安定性も寄与する。（写真 2.1）

⑤ 路床

繊維シートの下路床は、必要最小限の機械を用いて乱さないようにし、浸透性能が低下しないように締め固める¹²⁾。

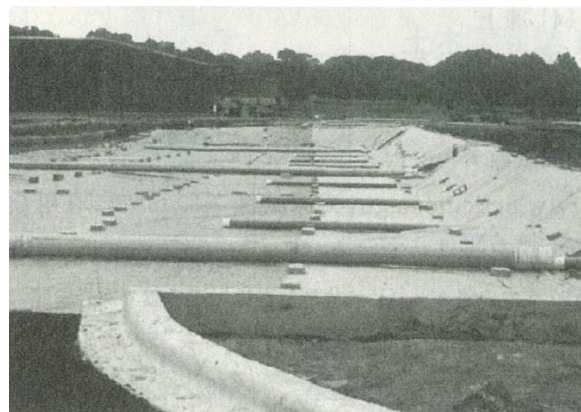
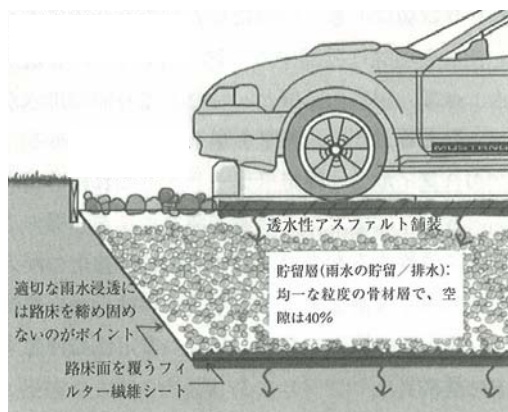


図 2.6 典型的な透水性舗装の断面¹³⁾

写真 2.1 繊維シート（ジオテキスタイル）設置状況¹³⁾

(2) 適用条件(土質, 地形, 気候)

一般に、地形の起伏が緩やかで、現状土には透水性があり（0.5in/hr (12.7mm/hr)^{11),12)}、地下水位と岩盤が深いという条件に合致した現場にのみ適用すべきである。路床土の浸透性は、高～中程度とする¹¹⁾。丘状の地形では、透水性舗装の駐車場は階段状の平地（写真 2.2）に設置し、斜面および斜路部分は（不透水性の）密粒度舗装とする。

気候および他の環境因子は、凍結深さが貯留層の厚さの決定において検討される因子である。考慮すべきもう一つの環境因子は、風塵の存在であり、大量の風塵は透水性アスファルト表層の空隙づまりを誘発させる。そのため、中程度から強い風にさらされる荒地には適さない。



写真 2.2 透水性舗装を適用した階段状の駐車場⁸⁾

(3) 利用目的／車両重量

透水性舗装の最適な用途は、駐車場、軽交通道路、野球場、テニスコート、広場など利用度の大きいレクリエーション施設である。ミシガン州の指針では、交通量が多いか、もしくは重荷重が作用する箇所への適用は避けるように勧告している⁶⁾。

アリゾナ州 Chandler の主要道路で唯一の適用事例がある。これは 1986 年に試験的に施工されたもので、道路からの出入りする車両による舗装表面のこすれを過去に補修しているが、2003 年の時点でなお供用中である。

(4) 施工

施工について特徴的な部分は、施工中に作業員は重機械によって土が締め固められないように注意しなければならない。施工後においては、グラブキーパーや維持管理作業員に透水性舗装の存在と土砂などを同舗装区域に持ち込まない事を周知させるため、看板を立てる。また、舗装表面を塞いだり、積雪状況で砂などを使用しないよう警告するといった事項が指針になっている。

(5) メンテナンス

透水性舗装は、施工後の初期の数ヶ月間で数回、その後は年 1 回の検査を必ず行う。検査は大雨の後に行い、空隙づまりを暗示する表面の水溜まりをチェックする。著しい空隙づまりが発生した場合、舗装構造全体を再施工する¹¹⁾。

透水性舗装の破損は、累積の損傷面積が舗装の総面積の 10%に達しない間は、通常のパッチング用混合物で補修して良い¹¹⁾。

以上より、米国における透水性舗装は軽交通道路程度を対象としている。さらに、路床の透水性能を確保することより、十分な締固めを行わない場合があり、雨水浸透による支持力低下が懸念される。こういったことから、日本との透水性舗装の捉え方が異なっていると思われる。

2.3.2 日本における透水性舗装

日本の舗装の歩みは、街道には玉石道が古くから見られ、長崎などでは舗石やれんが道があったとされる。いわゆる現在の道路舗装は明治時代（1868 年）に始まる。明治初年に馬車の輸入、同 3 年に人力車の開業、同 9 年には自転車が輸入され、その後、馬力と言われる大荷馬車が流行し道路の損傷破損が著しくなり、舗装への要請が更に強いものとなった。明治 45 年（1912 年）に、東京市（現在の東京都）は初の公共的道路舗装工事を東京帝国大学前、その他の市内の数箇所で開催し、大正 3 年（1914 年）まで続けられた。1920 年代には東京市が、市の技術者を世界各国の主要都市に派遣し、舗装技術を学ばせた。そして、街路舗装としてアスファルト系材料に注目し、工法・試験器具と方法を持ち帰った。これらのアスファルト舗装に関する基本的な考え方は、第二次世界大戦後の昭和 30 年代前半（1950 年代）まで引き継がれ、試験方法などは現在も引き継がれているものが多い。そういった中で道路舗装とは、泥濘化せず、堅牢で、平坦で、足当たりが良く、耐久的なことが条件であるとされ、1970 年頃まで普及してきた¹⁴⁾。したがって、透水性舗装のような雨水を路床まで通すという考えは、表層は雨水が下部に浸透するのを防ぐ機能を持ったものでなければならないという、今までの道路舗装の考え方¹⁴⁾を覆すような事とされていた。

日本における透水性舗装の歴史を以下に述べる。

(1) 1970 年代

1974 年に東京都が歩道透水性舗装として試験施工を始めた。

1977年に世田谷区が生活道路等の軽交通程度の車道に適用した。当時の車道および歩道透水性舗装のそれぞれの位置付けは、前者が雨水を一時的に舗装体に貯留させ、流出に至る時間を延長し、舗装体を介して下水道等排水施設への排水を意図するものとされ、後者が、洪水流量の減少、地下水の涵養、街路樹の保護育成を意図するものとされていた。また、図 2.7 に示すように、路床に対する水の影響を考慮し舗装全体を透水層とするのではなく、端部の 30cm だけに透水層を設け、その下部にポーラスコンクリート管が設けられたものであった¹⁶⁾。現在は、「道路路面雨水処理マニュアル（案）」において、図 2.8 に示すように最終的な雨水処理の形態の違いから、透水性舗装の一般的な構造は大きく 2 つに大別される⁵⁾。追跡調査に関しては、現場透水試験、路面の目視、平坦性、すべり抵抗性といった機能的な試験項目が実施されていた¹⁷⁾。同年に愛知県でも試験施工が実施されている。ここでは県の道路事業と自然環境保全との調和を目的とし、バスやダンプトラックといった車両が通行する箇所であったこともあり、バインダーはポリマー改質アスファルトⅡ型を採用している。追跡調査は、環境保全を目的に施工され、通水性・通気性が重視されていたので現場透水試験、および切取り供試体による空隙率の確認が実施された¹⁸⁾。

そういった中、1979年に社団法人日本道路建設業協会より、「透水性舗装ハンドブック」が発刊された。その後、これを基に設計されるようになったが、適用範囲は歩道および生活道路など軽交通の道路を中心とし、車道やその他の舗装には簡易舗装以下の構造の道路を対象としていた¹⁹⁾。

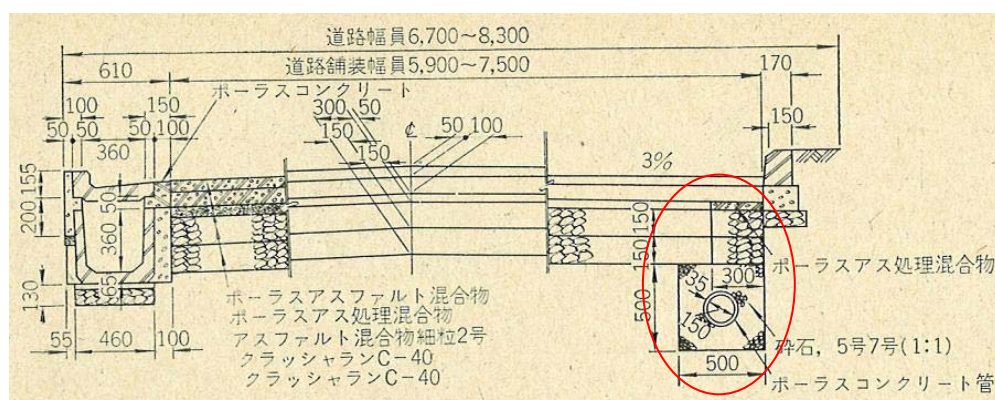
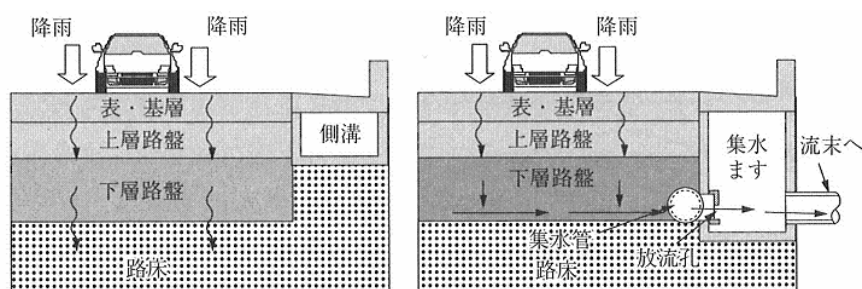


図 2.7 車道透水性舗装の構造図 (1977 年)¹⁶⁾



(a) 路床浸透型 (b) 一時貯留型 (流出遅延機能を有する舗装)

図 2.8 車道透水性舗装の構造図 (道路路面雨水処理マニュアル (案)⁵⁾)

(2) 1980 年代

1981 年に、埼玉県で構内舗装に透水性舗装を適用し、雨水調整池として試験施工を行い、かつ、透水性能を確認するためにテストボックスを作製し定量的な観察を行った結果、高い透水性能を得ることができた²⁰⁾。しかし、この試験施工では路床部分にグレーチングを使用しており、路床とは異なる高い透水係数を有しているため、実際の透水性能とは言い難い。また、当時「透水性舗装ハンドブック」の発刊によって透水性舗装は、駐車場などの構内に多く適用されるようになった。

(3) 1990 年代

1993 年に「雨水の地下還元」、「地球の温暖化の低減」、「地球環境の保護」等を目的とし、国土交通省近畿地方整備局が重交通道路として我が国で初めて、一般国道に試験施工を実施した²¹⁾。追跡調査は切取り供試体による空隙率および透水係数の確認、ひびわれ、現場透水試験、すべり抵抗性試験などの機能に関する試験だけでなく、支持力調査による構造に関する試験、その他に舗装体の温度、降雨時における舗装体内部の水位、騒音測定など環境に関する試験を行い、供用後 14 年に及ぶ追跡調査が行われた²²⁾。

1997 年には、「よくわかる透水性舗装」が発刊された²³⁾。「透水性舗装ハンドブック」では車道の適用箇所が軽交通であったのに対して、表 2.1 に示す、旧交通量区分でいう L 交通が適用範囲になった。これは、現在の交通量区分での N₂ 程度から N₃ だといえる。

表 2.1 交通量区分

旧区分（アスファルト舗装要綱 平成12年度版）		新区分（舗装設計施工指針 平成18年度版）	
交通量区分	大型車交通量 (単位：台／日・方向)	交通量区分	大型車交通量 (単位：台／日・方向)
D 交通	3,000以上	N ₇	3,000以上
C 交通	1,000以上 3,000未満	N ₆	1,000以上 3,000未満
B 交通	250以上 1,000未満	N ₅	250以上 1,000未満
A 交通	100以上 250未満	N ₄	100以上 250未満
L 交通	100未満	N ₃	40以上 100未満
		N ₂	15以上 40未満
		N ₁	15未満

(4) 2000 年代

中部地方整備局・愛知県・財団法人先端建設技術センターによる、愛知万博に合わせて環境に配慮した舗装を、2000 年に国道で試験施工が行われ、現在も追跡調査が実施されている²⁴⁾。

その後、2005 年に社団法人日本道路協会より、「環境改善を目指した舗装技術（2004 年度版）²⁵⁾」そして、独立行政法人土木研究所より、「道路路面雨水処理マニュアル（案）⁵⁾」が、2008 年には「透水性舗装ガイドブック 2007²⁶⁾」が発刊され、図 2.9、2.10 に示すように、車道透水性舗装や浸透・貯留施設についての設計・施工の考え方が示された。しかし、以下に示す幾つかの問題点や課題を残している⁵⁾。

① 耐久性

- ・ 重交通路線や路床が粘質土などの場合の耐久性
- ・ 埋設物周辺の空隙等の懸念
- ・ 材料や構造設計方法の確立

② 機能

- ・ 舗装全体の透水性能を評価する試験方法
- ・ 透水機能の持続性向上・回復技術の確立
- ・ 環境改善効果の確認方法の確立

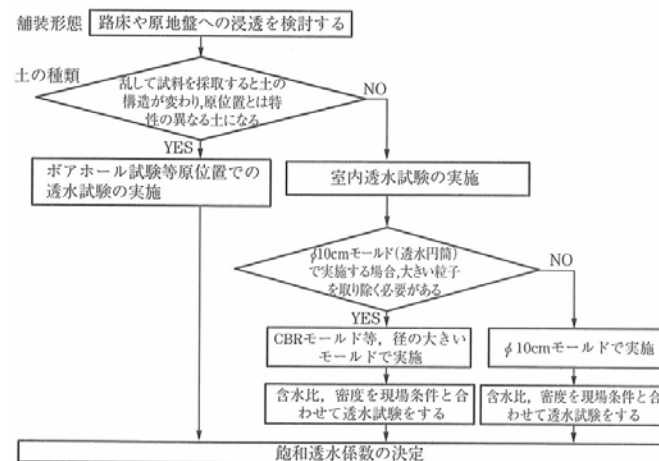


図 2.9 飽和透水係数測定フロー⁵⁾

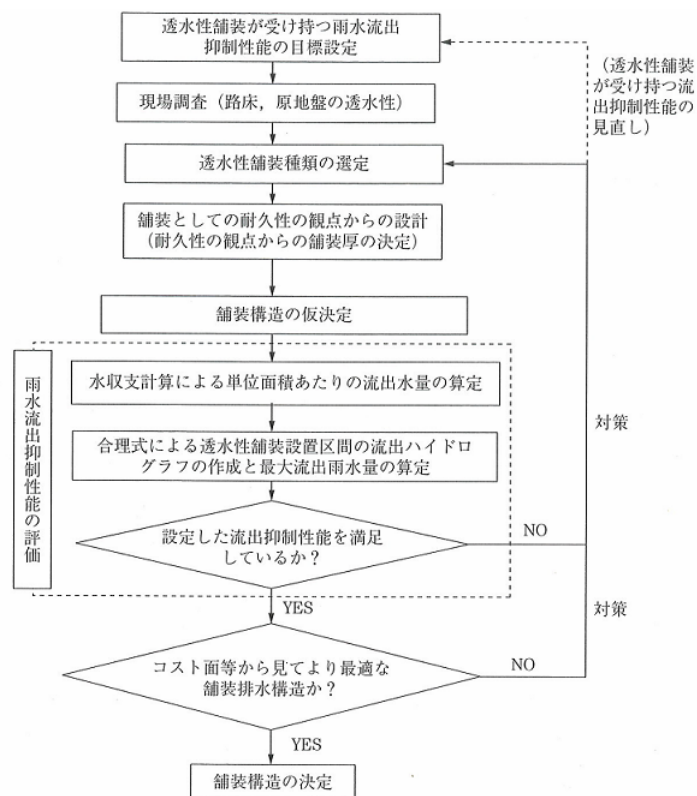


図 2.10 透水性舗装設計フロー⁵⁾

2.4 既往の研究

透水性舗装が施工された当初は、切取り供試体で空隙率、透水係数などの試験や、路盤材の透水係数など、材料を評価するものであった。しかし、FWD^{注)}の普及などにより舗装体としての評価が可能となり、構造的な実験および検討が行われるようになった。

注)FWD(Falling Weight Deflectometer)とは、図 2.11 に示すように、舗装表面に錘の落下による衝撃荷重を与え、その荷重によって生じるたわみを載荷直下とその周辺の変位計（たわみセンサー）を用いて計測するものである^{27),28)}。このたわみによって、舗装の健全度を非破壊で評価することができる。特に、路床や路盤の支持力を評価できるので、路盤以下の軟弱化が懸念される透水性舗装の評価には不可欠なものである。

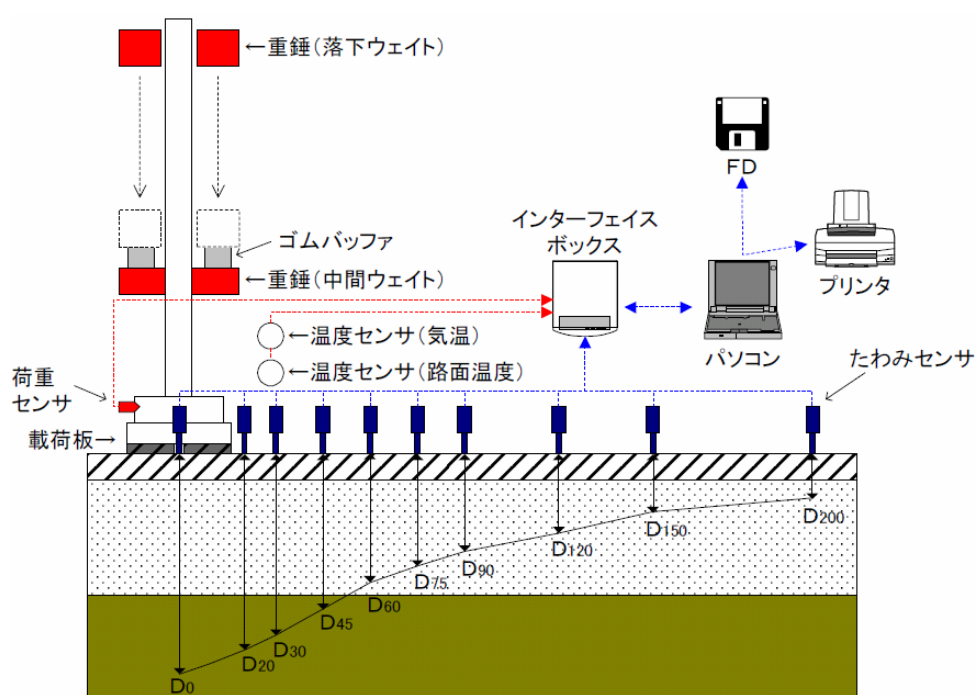


図 2.11 FWD 基本構造図²⁸⁾

現在まで、透水性舗装の研究は数多く報告されている。それらを屋外実験と室内実験と大別し、以降にまとめる。

2.4.1 屋外実験による検証

屋外実験は、実路・構内・構築されたヤードの 3 種類に大別される。実路および構内のデータは類似しているが、構築されたヤードは四方が拘束されており、実路においても埋設管等の地中構造物の影響が考えられ、それぞれの相関性が問題である。

以下に各層の既往の研究結果をまとめる。

(1) 路床について

透水性舗装の構造的な特性は、路床の性状に依存しているものと考えられ、実験が行われていた。しかし、FWDの支持力調査の結果から、ロームの場合は、経年変化および雨水の浸透による支持力の低下は見られず^{29),30)}、砂質土においても経年変化による支持力の低下は確認されていない³¹⁾。

遠藤ら³²⁾は、東京農業大学構内に試験施工された透水性舗装において、路床土の含水比変化とそれに伴う支持力変化を評価している。この試験舗装は乗用車、小型トラック、マイクロバス、歩行者、自転車が頻繁に走行している道路に施工されている。彼らはFWDたわみの測定結果から逆解析により舗装各層の弾性係数を算出している。その結果、路床の含水比が高い状態ではたわみが大きくなっているが、路床の弾性係数にはほとんど変化は見られず、遮断層の弾性係数に低下が見られるとしている。彼らはこの原因を路床上面の余剰水によるものと推定している。

(2) 路盤材について

透水性舗装の構造的な特性は、FWDの支持力調査の結果から、路床だけではなく粒状路盤材の性状にも依存していると考えられ、実験が行われている。

後藤ら³³⁾は、上部の混合物層の厚さにより違いはあるが、名古屋では既設路盤のクラッシュラン(C-30)、再生クラッシュラン(RC-40)、再生路盤材50%+熔融スラグ50%と比較し、それぞれのFWDのたわみからの逆解析による弾性係数の推定値は、クラッシュラン(C-30)は低下、再生クラッシュラン(RC-40)は増加、再生路盤材50%+熔融スラグ50%は変化なしという結果である。再生クラッシュラン(RC-40)の弾性係数の増加はコンクリート再生骨材の潜在的な水硬性によるものと考察されているが、透水性能が維持されているか問題である。

また、中西ら³⁴⁾は下層路盤以下の模擬舗装体を屋外に設け、フィルター層の有無による支持力の違いの検討を行なっている。彼らは、路床のみの工区、路床上に路盤を設けた工区、路床と路盤層の間に山砂等を主材としたフィルター層を設置し有孔管により排水を行う工区を設け、降雨直後と降雨7日後に繰返し平板載荷試験を行い、それぞれの支持力を評価している。その結果、路床のみの工区と、路床と路盤の工区では、降雨直後には、降雨7日後の半分程度の支持力に低下したが、フィルター層と排水有孔管を有する工区では支持力の低下は見られないとする結果を得ている。このことから路床に浸透しきれない浸透水が、路盤層以上の層内に滞水する舗装構造の場合、路盤や路床が軟弱化して舗装体強度を著しく低下する危険性があるとしている。

以上のように、雨水浸透により支持力が低下するという追跡調査結果があるが、一方では支持力低下は見られないとする報告もされている。

白石ら³⁵⁾は東京都世田谷区において、粒状路盤材をクラッシュラン(C-40)とした工区、再生クラッシュラン(RC-40)とした工区、またフィルター層を設置した工区、設置しない工区を設け、FWDにより支持力について調査を行っている。その結果、供用後5~6年経過後も支持力の低下は見られないとしている。また、再生クラッシュラン(RC-40)を粒状路盤材に使用した方が、クラッシュラン(C-40)を使用した工区よりたわみが少なく弾性係数が高いという結果を得ている。またフィルター層の有無による差はフィルター層

の無い工区の方が極わずかではあるがたわみが小さいという結果であるとしている。

他にも大阪³⁶⁾、岐阜³⁷⁾、新潟³⁸⁾など、各地で試験施工された透水性舗装の追跡調査において支持力の低下は見られないと報告されている。しかしこれらはいずれも大型交通量の少ない軽交通路線が中心である。

(3) アスファルト混合物について

透水係数は、どのバインダーを使用した透水性舗装も周辺環境に依存し、空隙づまりによる低下がみられる³³⁾。わだち掘れ、すべり抵抗性に関しては、実路においては経年変化で大きな低下はみられていない³⁸⁾。しかし、構内で促進載荷をおこなったものに関しては、表層および基層にポリマー改質アスファルト H 型を使用した場合においても、大きなわだち掘れが発生している³⁹⁾。

(4) 舗装体の温度について

舗装体の温度としては、多くの現場において透水性舗装が密粒度舗装に比べて夏期の舗装温度が 4℃程度低くなるという結果が得られている⁴⁰⁾。新潟においては表層の最高温度は夏期の風の無い日は密粒度舗装より透水性舗装の方が 2, 3℃高く、風のある日はその逆で、密粒度舗装の方が透水性舗装より 2, 3℃高くなる。また冬期においてはほとんど差がない⁴¹⁾。また、兵庫においては一年間を通して、密粒度舗装に比べて透水性舗装の方が、舗装温度が 3～5℃高くなっている⁴²⁾。その他、同じ透水性舗装においても表面の色の違いが温度に影響を及ぼすという結果もある⁴³⁾。その他、測定方法や気象条件の違いにより、温度環境に寄与するかは不明確である。

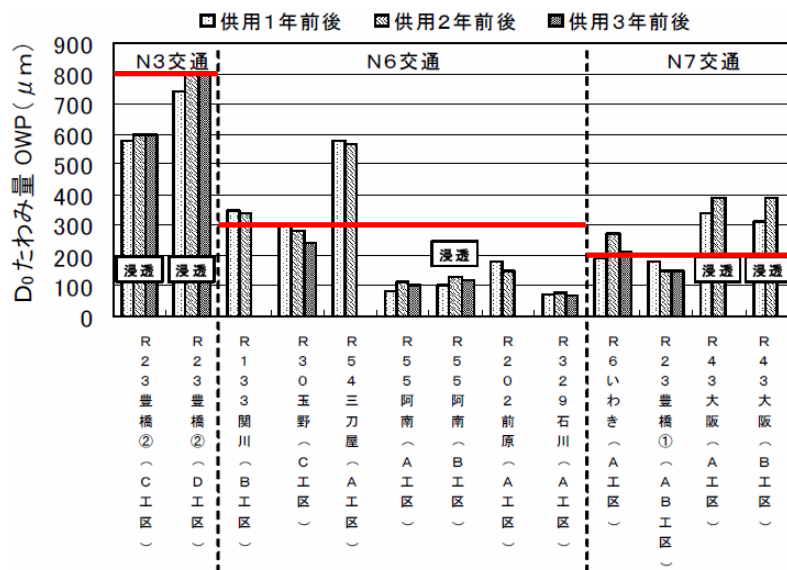
(5) 独立行政法人土木研究所の例

独立行政法人土木研究所⁴⁴⁾は透水性舗装の耐久性に関する調査として、直轄国道 10 箇所において透水性舗装の試験舗装を施工し、その追跡調査を行っている。表 2.2 に試験舗装の概要を示すが、各試験舗装の構造等の詳細は参考文献 44) に譲る。各試験舗装の支持力調査は、FWD によるたわみ量測定が行われている。

図 2.12 に各試験舗装の FWD による D_0 たわみの測定結果を示す。独立行政法人土木研究所は今後継続して追跡調査を行う必要があるとしているが、これによると全 13 路線中 5 路線で、供用後 1 年から増加していることが分かる。先に述べたように透水性舗装に用いられるポーラスアスファルト混合物においては支持力が変化しないことが明らかとなっており、図 2.12 の結果から、透水性舗装の路盤や路床の支持力が低下している事が考えられる。特に大型車交通量が多い N_7 交通路線においては、4 路線中 3 路線でたわみが増加していることから、重交通路線においては支持力が低下する傾向であると考えられる。しかし独立行政法人土木研究所はこの結果について詳細な考察を行っていない。

表 2.2 試験舗装概要⁴⁴⁾

場所 (地盤名)	構造設計	現地条件					雨水処理等に係る条件					供用開始	特定の 検討テーマ
	舗装増厚 工区の設 定	延長 (m)	1 方向 車線 数	地下 水位	縦断 勾配	路体 構造	路床土		浸透雨水の処理	貯留層	フィルター層		
							土質	透水性					
R6いわき市 (東北)	T_A , H とも増加	100	2		2.5%	盛土	粘性土		一時貯留	あり	遮水 シート	2003. 12	遮水シート 導水層
R113新潟県関川村 (北陸)		100	2				礫質土	透 水	浸透+貯留 浸透トレンチ		ジオテキ	2004. 1	積寒地、ジオテキ 浸透トレンチ
R23豊橋市① (中部)		100	2	－1.5m 以浅		切土	砂質土 (C _e 安定処理)		一時貯留			2004. 3	地下水位高い 浸透トレンチ
R23豊橋市② ※側道 (中部)	T_A , H とも増加	100	1				シルト質土		路床浸透 一時貯留	あり	ジオテキ	2004. 3	路床浸透 (砂質土)
R43大阪市 (近畿)	T_A , H とも増加	400	2				砂質土	透 水	路床浸透			2005. 1	路床浸透 (砂質土)
R30玉野市 (中国)		100	2		5.0%	切土	軟岩		一時貯留			2004. 3	路盤空隙率 縦断勾配
R54島根県三刀屋町 (中国)		130	2				砂質土 (まさ土)	透 水	一時貯留		ジオテキ	2004. 8	積寒地、ジオテキ 浸透トレンチ
R55阿南市 (四国)		100	1			盛土	粘性土		路床浸透 一時貯留			2004. 3	路床浸透 (粘性土)
R202前原市 (九州)	T_A 同一で H増加	200	2				粘性土 (C _e 安定処理)		一時貯留			2005. 3	同一 T_A でH変化の影響
R329石川市 (沖縄)	H同一で TA増加	100	2	－1.5m 以浅		切土	砂質土 (C _e 安定処理)		一時貯留			2004. 3	同一Hで T_A 変化の影響

図 2.12 試験舗装における FWD D_0 たわみ量測定結果
(参考文献 44) より一部改訂して引用)

また、この試験舗装のうち 6 路線において散水試験を実施し、散水試験前後に FWD でたわみを求め、散水の支持力への影響を調査している⁴⁴⁾。散水試験前後でたわみが大きく変化することは無く、舗装材料に水が浸透しても舗装材料の支持力にはほとんど影響がないとしている。しかし、散水試験程度の散水量では路床上面に湛水するほどの水量は散水できず、路床面に湛水した場合の影響までは判断できないとしている。

以上のような様々な実験結果から、以下の所見が得られた。

①明確にされた事柄

- ・路床の支持力の低下は、砂質土およびロームの双方で確認されていない。
- ・フィルター層の有無により支持力に変化が見られ、降雨後の支持力がフィルター層が無い場合は低下するが、有する場合は低下しない傾向にある。
- ・粒状路盤材料の通水による支持力は、クラッシュラン（C-30）は大きく低下するが、再生クラッシュラン（RC-40）は混入している廃材の種類に左右され、それは僅かな低下もしくは増加する。
- ・アスファルト混合物層は、交通荷重に適したバインダーを使用すればわだち掘れは発生しない。

②今後の課題

- ・路床土の種類は、砂質土およびロームでの実験しか実施されていない。
- ・地下埋設物などの影響の有無が明確でない。
- ・凍結融解や凍上による影響の有無が明確でない。
- ・透水性舗装に最適な粒状路盤材が明確でない。
- ・現場透水試験の結果から、表層からの透水能力の低下が確認されたが、実際にどの層が原因しているかが不明確である。
- ・アスファルト混合物層の温度は、密粒度舗装と比べて高くなるのか、もしくは低くなるかが不明確である。
- ・アスファルト混合物層の温度特性が、夏期と冬期での違いの有無が明確でない。
- ・測定方法、気象条件の違いにより、温度環境にどのように寄与するかは不明確である。

2.4.2 室内実験による検証

室内試験は、路床土においては、変形特性の検証が行われている。粒度によっては透水性能が劣る場合があることや、浸透水によって細粒分の移動が起こり、噛み合わせによる支持力が低下していく⁴⁶⁾という事が懸念されていることもあり、特に粒状路盤材の検討が多く実施されている。以下にそれぞれの実験の所見をまとめる。アスファルト混合物としては、表層というよりもむしろ、上層路盤材に使用されるアスファルト安定処理（ATPM）についての評価や材料の検討が行われている。

(1) 路床について

遠藤ら^{47), 48)}は関東ロームを用いて、含水比を変化させて非排水条件で繰り返し三軸試験を行い、路床土のレジリエントモデュラス（Mr）を求めることで、含水比の増加により路床土の Mr が減少することを明らかにしている。また、この検討結果に基づき路床の取扱いを修正した合理的設計法を、理論的設計法および経験的設計法に組み入れる形で提案している。

他にも磯部ら⁴⁹⁾は雨水浸透が路床の強度特性に与える影響を把握するため、含水比を

調整した供試体で繰り返し三軸試験を行い M_r を求めている。彼らは体積含水率が高いほど M_r は小さくなる傾向があるとしている。

(2) 路盤材について

野田ら⁵⁰⁾は、クラッシャランを中央粒度、下限粒度、上限粒度、ギャップ粒度の4種類で比較検討した結果、透水係数は大きい順に下限粒度、中央粒度、ギャップ粒度、上限粒度となる。弾性係数である M_r もばらつきがあり、またその差は明確ではないが、粒度により異なり、舗装のパフォーマンスに影響を与える。

田口ら⁵¹⁾は、透水性能については、実際の路床とは異なり有孔底板であるが、材料の違いによる底板からの流出時間の違いを定性的に把握することができるとし、また鎌田ら⁵²⁾は、路盤材の締固め度の違いにより透水能力および貯留能力が変化するとしている。

浅野ら⁴⁶⁾は透水性舗装に用いられる路盤材としてクラッシャランや砂などの粒状材料を対象に透水性能や強度特性を調べている。1年間の降雨量を1,600mmとして、20年降雨量相当分の水を透水させた後に修正 CBR 試験を行い、その結果、透水前と比べ、透水後には概ね CBR 値で40~70%程度の低下が見られ、空隙率の大きな材料ほど浸透後の CBR 値の低下率が大きく、空隙率が小さいほど低下率は小さいとしている。また、CBR 値が初期から低下することから低下を見越した材料選定が必要としている。彼らは CBR 値の低下の原因として、浸透水によって細粒分の移動が起こり、粒状材料の噛み合わせによる支持力が低下していくものと考察しているが、実際に細粒分移動の確認は行われていない。

金野ら⁵³⁾は粒状路盤材に用いられるクラッシャラン (C-40) と再生クラッシャラン (RC-40) を用いて、品質規格内で粒度調整を行い、粒度分布によって強度がどの程度変わるのかについて検討を行っている。彼らはまず、クラッシャラン (C-40) と再生クラッシャラン (RC-40) を図 2.13 に示すように碎石の粒度規定範囲の中で粒度調整を行った供試体を作製し、修正 CBR 試験を行って強度の比較を行っている。その結果、貫入量 2.5mm での CBR 値は、表 2.3 に示す結果となっており、クラッシャラン (C-40) および再生クラッシャラン (RC-40) のどちらも細粒分の多い曲線 A の粒度で CBR が大きいことから、粒度規定範囲の中でも細粒分が多い程 CBR 値が大きくなるとしている。

また、再生クラッシャラン (RC-40) を粒度調整碎石の粒度規定範囲を用いて図 2.14 のように粒度調整を行った供試体を作製し、修正 CBR 試験を行い、粒度調整なしのものと細粒分含有量の多いものについて強度の比較を行っている。その結果、粒度調整なしの供試体の修正 CBR 値が 178%、細粒分含有量の多い供試体の CBR 値が 85%となり、粒度調整碎石の粒度範囲では、必ずしも細粒分の多い方が CBR 値は大きいという結果にはならないとしている。彼らはこれらの結果から、強度を大きくするためにはある程度の礫分が必要であると結論づけている。しかし、この研究は施工直後におけるものであり、透水性舗装のように雨水浸透を受けることは考慮されていない。

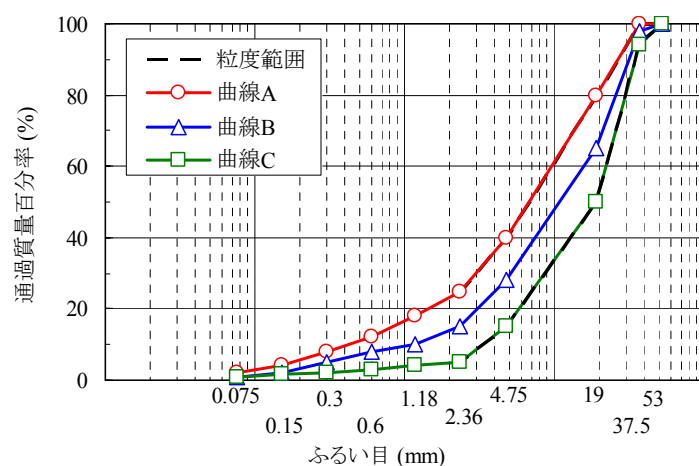


図 2.13 クラッシャラン(C-40), 再生クラッシャラン(RC-40)の粒度分布 (参考文献 53) より一部改訂して引用)

表 2.3 CBR 試験結果 ⁵³⁾

項 目	CBR (%)		
	曲線A	曲線B	曲線C
クラッシャラン(C-40)	435	250	64
再生クラッシャラン(RC-40)	135	92	69

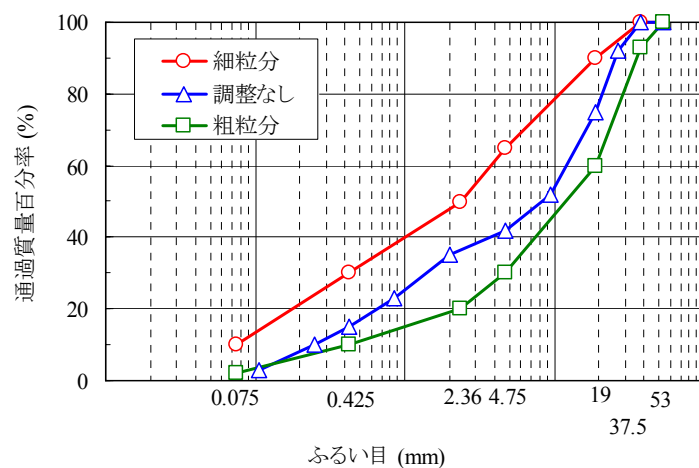


図 2.14 再生粒度調整碎石(RM-40)の粒度分布 (参考文献 53) より一部改訂して引用)

(3) アスファルト混合物について

小林ら ⁵⁴⁾は、透水性アスファルト安定処理路盤材のアスファルトをストレートアスファルト、ポリマー改質アスファルトⅠ型、およびポリマー改質アスファルトⅡ型の３種類を修正ロットマン試験法 ⁵⁵⁾で強制的にはく離状態にし、その後、圧裂試験を行い、水による影響を評価している。その結果、ストレートアスファルトを使用した場合は、修正ロット

マン試験の回数を重ねるに従い強度低下が著しい。ポリマー改質アスファルトⅠ型およびⅡ型については、回数が少ない段階では、ポリマー改質アスファルトⅠ型の方が強度低下が大きい、回数を増加させるに従い同程度になるという傾向がある。

(4) 独立行政法人土木研究所の例

独立行政法人土木研究所⁴⁴⁾は透水性舗装の路盤、路床材料の耐久性を調査することを目的とし、水槽内に粒状路盤材および路床土を設置し、水浸状態または非水浸状態で繰り返し载荷を与えて変形量を測定し、水浸による支持力への影響を調べている。路盤材としてクラッシュラン(C-40)、路床土としては、山砂(CBR=4.5%)、乱した関東ローム(CBR=2.0%)、関東ロームを石灰安定処理したもの(CBR=6.0%)を用いている。この試験より、路床が山砂の場合は、水浸によって変形量の増加は起こらなかったが、関東ロームや安定処理したロームを使用した場合、水浸による支持力低下に伴う変形量増加が確認されている。また水浸による変形量の増加は、非水浸状態で荷重を2倍程度増加させた場合の変形量と等しく、この結果から水浸によって粘性土の路床上面に発生する応力による変形の影響を無くすには発生する応力を非水浸時の1/2程度にする必要があるとしている。しかし、この研究において水浸状態の支持力低下は確認されているが、雨水浸透による長期的な支持力変化は検討されていない。こういった場合、舗装厚を厚くする、もしくは上層に高強度の材料を使用する必要がある。

以上のような様々な実験結果から、以下の所見が得られた。

① 明確にされた事柄

- ・路床の耐久性は、実路およびヤードの支持力の結果が異なり、路床土の違い、浸透水の有無、载荷荷重の大きさの違いの影響を受ける。
- ・粒状路盤材は、粒度の違いが通水による支持力および透水性能に影響を受ける。
- ・粒状路盤材は、締固め度の違いにより貯留能力が異なる。
- ・ポーラスアスファルト安定処理路盤材に使用するバインダーは、はく離に対する抵抗性を考慮すると、耐流動性を有するポリマー改質アスファルトⅡ型以上の性質を有するものを使用する。

② 今後の課題

- ・路床土は、種類の違いによる支持力、透水性能、貯留能力が明確でない。
- ・粒状路盤材は、種類および粒度の違いによる支持力、透水性能、貯留能力が明確でない。
- ・アスファルト混合物は、懸念される空隙づまり等のメカニズムや空隙づまりを起こしにくい材料の検証がされていない。
- ・車道透水性舗装に適した路床・粒状路盤材・アスファルト混合物の組み合わせが明確でない。

2.4.3 既往の研究における課題

屋外実験および室内実験における既往の研究について述べた。それらから残された課題について以下にまとめる。また、それらの課題に対し、本論文で検証している箇所を各章のタイトルで示す。

①水収支

水収支について定量的なデータを収集するためにヤード実験を実施し、環境負荷軽減効果を検証する必要がある。

→ 『第3章 透水性舗装の雨水浸透・貯留効果の検証』

②支持力変化

透水性舗装は雨水浸透により支持力が低下するという問題がある。しかし、その経年変化やメカニズムは解明されていない。

→ 『第5章 雨水浸透による粒状路盤・路床の支持力変化の検証』

→ 『第6章 実路における透水性舗装各層の支持力変化の検証』

③設計方法

現在の透水性舗装の設計法は T_A 法を使用している。そこでは透水性舗装の透水性能を「飽和透水係数」で評価している。しかし、実際は舗装体が不飽和の状態のところに雨水が浸透していく。そこで、透水性舗装の各層の飽和・不飽和透水係数および水分保持特性を測定し、本研究で検討している気液二相流解析プログラムを用いて透水性舗装の雨水流出抑制効果を検証する。

→ 『第4章 不飽和浸透特性を考慮した雨水流出抑制効果の検証』

④空隙づまり

アスファルト混合物層は、実路における現場透水試験の結果からも、排水性舗装と同様に空隙づまり等が懸念されるが、その原因を室内実験にて検証されていない。

→ 実施工し、追跡調査を行った際に検証することとする。

⑤熱収支

熱収支は透水性舗装と密粒度舗装とを比較した場合、夏期および冬期において舗装温度が異なることが報告されている。また、透水性舗装の構造からなる「熱しやすく冷めやすい」といった特徴も含め、現象が明確に検証されていない。

→ 設計方法が確立し、実施工した際に検証することとする。

2.5 道路路面雨水処理マニュアル(案)について

ここでは、既往の研究にもあった、独立行政法人土木研究所が発刊した「道路路面雨水処理マニュアル（案）」について述べる。

(1) マニュアルの概要¹⁶⁾

特定都市河川浸水被害対策法の施行に伴い、一定の条件に該当する道路・街路の新設については、透水性舗装や浸透・貯留施設を設置し、雨水流出抑制対策を行う必要がある。

透水性舗装はこれまで主に歩道で使用されているものの、車道への適用は少なく、その設計方法および雨水流出抑制性能の算定方法は確立されていない。また、浸透・貯留施設についても道路に設置する場合の設計方法は確立されていない。そこで、このマニュアルでは現時点での車道透水性舗装および浸透・貯留施設についての設計・施工の考え方およびその標準的な手順が示されている。

マニュアルは全 7 章で構成されており、1 章から 3 章まではマニュアルの適用範囲、適用法において設計となる基準、雨水処理施設選定の基本的な考え方が示されている。4 章には対策工事として透水性舗装を設置する場合の設計・施工方法、5 章には浸透・貯留施設の設計・施工方法が示されている。6 章、7 章は複数の対策工事を行った場合の最大雨水量の算定方法と維持・管理方法が示され、付録には各種の試験方法、具体的な設計例が示されている。

(2) 取り組み内容と成果⁵⁶⁾

マニュアルの作成にあたり実施された検証で示された技術的ポイントは以下のとおりである。

- ①与えられた降雨波形と路床・原地盤の浸透能力、舗装材料の貯留率等の条件設定から水収支計算を行うことにより、透水性舗装の雨水流出抑制性能が算定できる方法を示した。また、舗装材料の透水性能を確保するための施工方法も示した。
- ②表層・基層には排水性舗装で使用する開粒度アスファルト混合物、上層路盤に透水性瀝青安定処理混合物を使用して透水性と耐久性を確保して T_A 法で設計する。路床が粘性土で路床浸透を考える場合は、耐久性確保のため、路床上面の鉛直応力が $1/2$ になるように舗装厚の割り増しを行う。

(3) マニュアルにおける今後の課題⁵⁶⁾

マニュアルは、その中で示した設計・施工方法は技術的に未解明な部分を残した暫定版であるとしている。そして、今後検討が必要な技術的項目を以下のように示している。

- ①車道透水性舗装は試験舗装を含め、近年施工事例が増えているが、実路での長期的な供用性については十分に確認されていない。これから新設される箇所も含めてさらに追跡調査を行い、室内実験の追加による検討等も合わせて舗装としての耐久性に関する検討を継続する必要がある。
- ②透水性舗装は供用後、様々な要因により雨水流出抑制性能が変化する可能性がある。特

に最も懸念されるのは、空隙づまりを起こし雨水浸透性能が阻害されることである。その空隙づまりの程度や維持・管理方法を検討する必要がある。

- ③全国 10 箇所の試験舗装での追跡調査は継続されており、これらの結果と既存研究の結果をマニュアル改訂時に反映する必要がある。

2.6 透水性舗装の数値解析について

独立行政法人土木研究所は「道路路面雨水処理マニュアル（案）」の刊行に伴い、数値解析を使用し水収支の計算をしている。

まず、土木研究所資料「車道透水性舗装の設計方法確立に向けた検討」⁴⁴⁾の第 6 章の雨水流出抑制性能に関する検討結果において、勾配の影響として縦断勾配についての検討結果から縦断勾配を 0～10%と変化させたところ、縦断勾配がある場合は、降雨開始から早い時間に勾配下流側から若干の表面流出（溢流）が発生する。また、縦断勾配がない場合に表面流出水が発生する時間には最上流側から溢流しないため、若干溢流する水量が縦断勾配がある場合と比較して少なかった。しかし、水収支計算を行う場合には、縦断勾配の影響はほとんどなく、縦断勾配がない場合と同様に計算することが可能であるとしている。

次に、同資料⁴⁴⁾の付録－4 透水性舗装設置効果のシミュレーション解析において、透水性舗装の雨水流出抑制効果をシミュレーション解析している。

使用ソフトは国土交通省国土技術政策総合研究所水害研究室が開発した都市域氾濫解析モデルの「NIRIM（New Integrated Lowland-Inundation Model）」である。本解析モデルの特徴を以下に述べる。

- ① データベースの利用を前提としたモデル構造
- ② 物理方程式に基づく流出計算
- ③ 暗渠・開渠の両方に対応
- ④ 下水道施設画面上の排水区割りを利用した地表面流出
- ⑤ マンホール部における管底高の違い、局所損失を考慮できる
- ⑥ 下水道内での水理解析は管路内水位に応じて開水路流れ・圧力流れ基礎式を選択できる

計算は、関連する数種類のデータを入力条件として、流出過程に沿って実行され、対象域排水路網内の任意地点におけるハイドログラフと水位変動および湛水深・湛水量が出力できる。

NILIM における各モデル間の流れは、図 2.15 のようになっている。

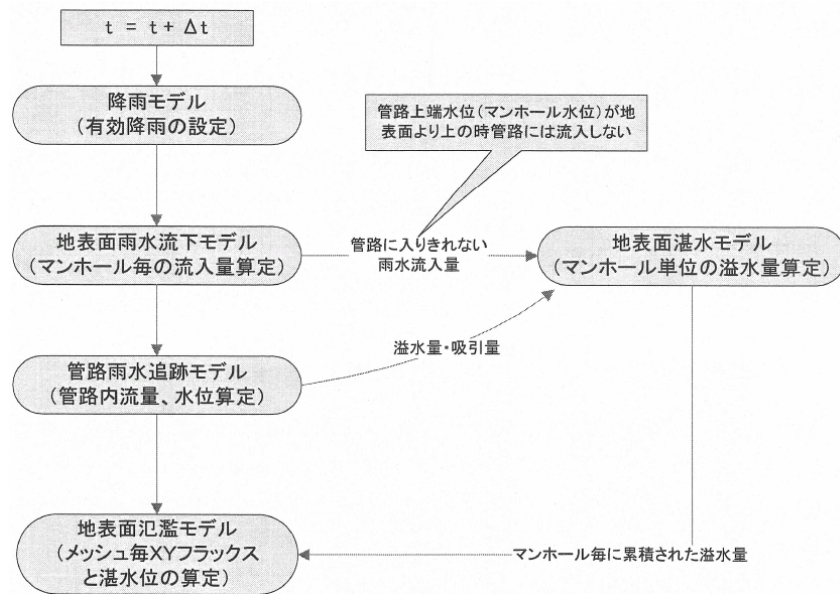


図 2.15 NILIM のモデル間の関係 ⁴⁴⁾

貯留量は，透水性舗装の貯留量に舗装面積率（今回の場合は道路面積率）を乗じて有効貯留量とした．

$$\text{有効貯留量} (r_k) = \text{貯留量} \times \text{舗装面積率} \quad (2.2)$$

一方，NILIM における有効降雨は，図 2.17 のフローのように浸透域と不浸透域の面積率を各々降雨量に乘じ，浸透域においては浸透能をベースカットして（不浸透域は 100%流出），最後に足し合わせたものを有効降雨としている．

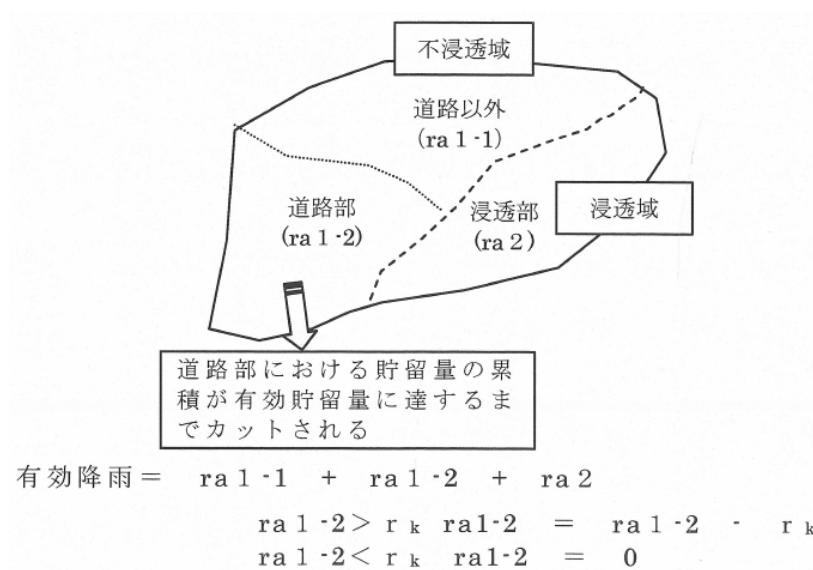


図 2.16 排水区における有効降雨と透水性舗装による貯留 ⁴⁴⁾

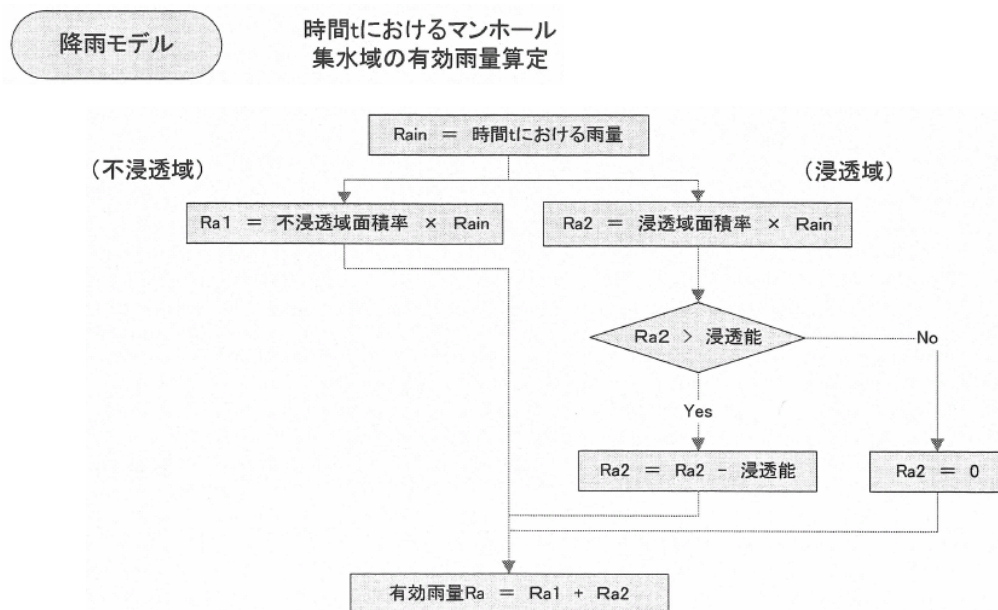


図 2.17 NILIM 降雨モデルにおける有効降雨算定フロー⁴⁴⁾

解析結果の利用方法としては、最大湛水深、最大湛水量、ピーク時の地表面氾濫量の比較等がある。

また、最後に雨が降った場合に、実際は透水性舗装部分のみの水位が上昇するのではなく、水位を一定に保つために透水性舗装外に流れたり、浸透したりして行く。したがって、非常に困難であるが、あらゆる浸透施設において定量的な設定を行うことが今後の課題であるとしている。

そのほか、「道路路面雨水処理マニュアル（案）」の付録－7 透水性舗装の雨水流出抑制性能計算例において水収支の算出方法が記されている。これは、独立行政法人土木研究所のホームページで「透水性舗装水収支計算プログラム」として公開提供されている。プログラムの概要は以下のとおりである。

(1) 雨水処理方法と使用プログラム

雨水の処理方法により、それぞれの計算プログラムを使用する。

- ・水収支計算（路床浸透のみ）：雨水を路床下への浸透のみで処理するタイプ
- ・水収支計算（管流出のみ）：雨水を放流孔からの排水のみで処理するタイプ
- ・水収支計算（路床浸透＋管流出）：雨水を路床浸透と放流孔からの排水両方で処理するタイプ

(2) 主要な入力条件

入力条件は以下のとおりである。

- ①各層の空隙率と厚さ
- ②路床の透水係数（管排水のみの場合は不要）
- ③比浸透量の係数（管排水のみの場合は不要）
- ④ハイエトグラフ（降雨波形）の係数
- ⑤降雨量に対する有効降雨

管排水を行う場合

⑥放流孔の形状寸法，流出係数，設置間隔

⑦車道幅員

⑧10 分間における最大雨量

⑨目標最大流出量比（最大流出雨水量/最大雨量）

2.7 舗装工学における多層弾性理論

(1) 多層弾性理論の考え方

舗装は多層弾性理論で構造解析される．ここでは舗装工学における多層弾性理論について参考文献 57)，58)を引用して述べる．

平面的には前後，左右ともに無限に広がりを持ち，空間的には下方向にのみ無限の広がりを持つ仮想的な地盤を「半無限地盤」と呼ぶ．一般に外力に比べて考慮の対象となる区域が十分に広ければ有限地盤も半無限地盤と考えて差し支えない．舗装工学や土質工学では，このような地盤の表面に何らかの外力が作用した場合にその内部や表面に発生する応力，ひずみ，変位等を求めなければならない場合が多い．一般に地盤内には，砂，粘土，シルトなどの天然材料や，碎石，各種安定処理材，セメントコンクリート，アスファルト混合物などの人工材料など，物性の異なるさまざまな材料が混在しており，深さ方向に層構造をなしている場合が多い．これらの個々の材料の応力－ひずみ関係は極めて複雑であって，負荷時と除荷時の径路は異なるし，塑性や粘性に起因する残留ひずみも無視し得ない（図 2.18）．すなわち，地盤の変形性状や沈下性状を解析する場合，もしくは大きな変形が生じて，地盤が破壊する場合などのように高いひずみレベル（図 2.18 の B 点近傍）での地盤の挙動を議論する場合には，個々の材料の非線形性を考慮に入れて，構成則を厳密に検討する必要がある．このため，地盤工学の分野では地盤の破壊を論ずる際に線形弾性理論が用いられることはほとんどなく，個々の材料に合ったさまざまな構成則を用いた複雑な解析が実施されている．

これに対して，アスファルト舗装上を車両が走行するような場合には，舗装各層の内部，たとえばアスファルト混合物層内に発生する応力やひずみの大きさは，破壊時のその数%以内（すなわち，図 2.18 の Y 点よりもかなり左側）であって，材料の塑性に起因する残留ひずみは一般に無視して差し支えない．また，アスファルト混合物に関しては粘性を評価に入れ，粘弾性体として取り扱っても，線形性を仮定することにより弾性理論を用いて解析し得るという大変便利な原理がある．舗装工学では，なぜ今でも弾性理論を用いているのかという最大の理由は，このように弾性理論でも十分に足りるからである．

したがって舗装の構造解析は，舗装が一樣の厚さを持つ多層から構成され，各層は等方均一性を有する弾性体が複数重なったものとして取り扱う．このような考え方で，応力，ひずみ，変位を解析する．

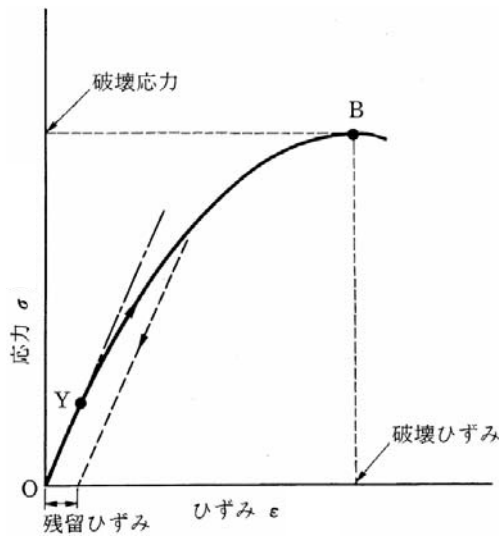


図 2.18 地盤を構成する材料の典型的な応力とひずみの関係
(参考文献 57)より一部改訂して引用)

(2) 多層弾性理論の適用法⁵⁷⁾

ここで，多層弾性理論の適用に関して，以下に例をあげる．

1 つの円形等分布荷重が鉛直に作用し，層間が完全に接着しているといり最も一般的な条件を想定し，この問題を考える．このような条件を満たす場合は軸対称問題となるので，図 2.19 に示すような円筒座標系を採用することが可能で，また，応力およびひずみのうち $\tau_{r\theta}$, $\tau_{z\theta}$, $\gamma_{r\theta}$, $\gamma_{z\theta}$ の各成分が 0 となるので都合が良い．さて，多層弾性理論を適用するためには，層数を n として，

- ①材料条件として，各層を構成する材料の弾性係数およびポアソン比 ($E_1 \sim E_n$, $\nu_1 \sim \nu_n$)，
- ②構造条件として，各層の層厚 ($h_1 \sim h_n$)，
- ③外力条件として，荷重の大きさ，接地圧および接地半径の内の 2 つ (P , p , a の内の 2 つ)，

の 3 つが既知であればよい．これだけのデータが入力されれば，図 2.20 のようなアスファルト舗装において，荷重直下におけるアスファルト混合物層下面における水平引張りひずみ ϵ_r であっても，路床上面での鉛直圧縮応力 σ_z であっても，あらゆる場所でのあらゆる力学成分が容易に求められる．ただし，これらの力学的な応力，ひずみなどが解析的に求められることと，舗装の設計ができることの間にはまだ相当の乖離がある．しかし，ある形態の破壊が起こるときの条件を，何らかの形で示したものは，一般に破壊規準と呼ばれるが，曲げ疲労破壊に関する破壊規準のほかに，他の破壊に関しても同様に破壊規準を考えることが可能である．舗装の設計をするためには，これらの破壊規準が力学的な応力，ひずみなどに関係づけられている必要があり，また，そうであれば，多層弾性理論を用いた解析を実施するだけで，舗装が破壊に至るまでの期間を理論的に予測または推定することが可能になる．

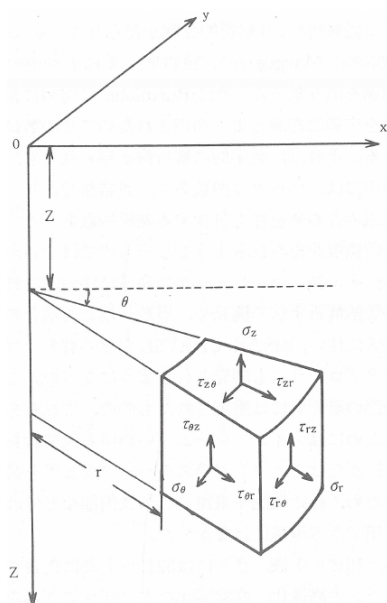


図 2.19 円筒座標系による応力表示⁵⁷⁾

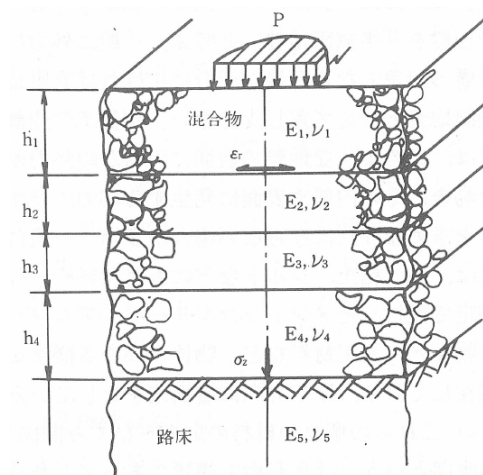


図 2.20 舗装断面のモデル化⁵⁷⁾

設計以外で多層弾性理論を用いてなしうることの1つに舗装の構造的な性状の評価があげられる。必要な入力データのうちの幾つかが不足しているだけでも多層弾性理論による解析は不可能となるが、このような場合も出力結果の幾つかが予め得られているならば、この不足している入力データの値を逆解析という手法によって推定できる場合がある。すなわち、例えば輪荷重 P の大きさが不明であっても、ある点での鉛直方向の応力成分 σ_z が既知であれば P を推定することができる場合がある。あるいは、アスファルト混合物の弾性係数 E_1 が不明であっても、ある点での鉛直方向の変位成分 u_z が既知であれば E_1 を推定できる場合がある。ただし、求まった P や E_1 は必ずしも正しい値であるとは限らない点は注意を要する。これは異なる P や E_1 に対し、 σ_z や u_z が全く同じ値になる場合があり得ることによる。一般には、舗装の構造条件と外力条件は既知であることが多く、材料条件である弾性係数とポアソン比は未知である場合が多い。ただし、ポアソン比は通常の範囲内で値を変えても解析結果に影響を及ぼさないことが多いので、一般には適当な値が仮定されて解析が行われる。結局、舗装各層の弾性係数のみが未知であることが普通である。これに対し、Benkelman Beam, Dynaflect あるいは FWD といったたわみ測定装置によって舗装表面における鉛直たわみを測定しておけば、精度は別にして、理論的にはこのような弾性係数の値の推定が可能になる。このような解析を逆解析という。このようにして求められた原位置における弾性係数は、適当な温度補正を行うことによって舗装の健全度の評価の尺度とすることができる(図 2.21)。

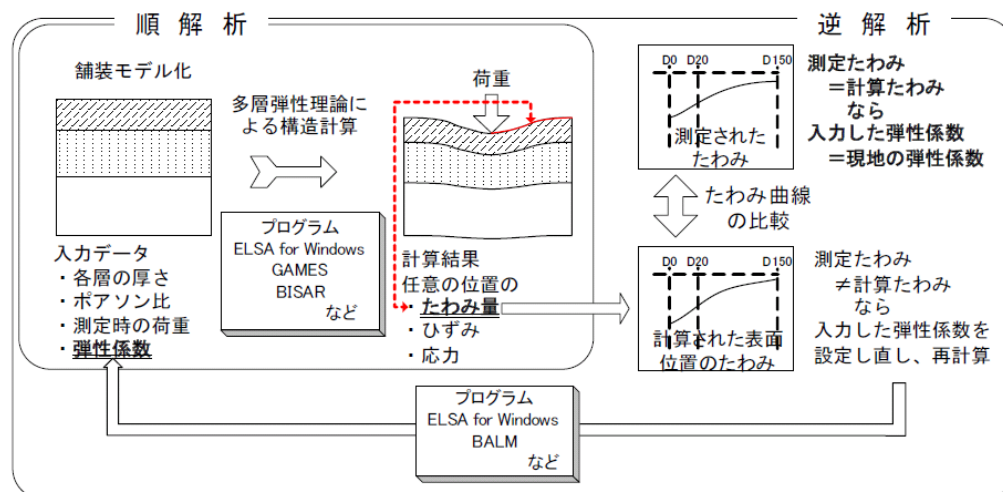


図 2.21 順解析と逆解析²⁸⁾

2.8 結 言

本章において、まず緒言で透水性舗装と、一般的に代表される密粒度舗装および排水性舗装との性能の違いを述べ、透水性舗装に期待される機能を列挙した。そして、重交通道路における一般的な舗装構成について述べた。

次に、特定都市河川浸水被害対策法について、その導入の背景や経緯、またその位置付けについて述べた。

透水性舗装の歴史では、まず海外における透水性舗装として、米国の舗装体内排水システムについて述べた。このシステムは、現地の地盤の特性および交通・気候といった環境から路盤層の透水に重点がおかれている。透水性舗装の機能である流出抑制や地下水涵養という位置付けで捉えられるようになったのは、近年になってからのことである。次に日本における透水性舗装として、1974年に日本で初めて東京都が歩道透水性舗装として試験施工を実施したことから始まり、2005年に発行された、社団法人日本道路協会の「環境改善を目指した舗装技術（2004年度版）」および、独立行政法人土木研究所の「道路路面雨水処理マニュアル（案）」、社団法人日本道路協会の「透水性舗装ガイドブック 2007」までの研究の流れを述べた。

既往の研究としては、屋外実験による検証は、(1)路床、(2)路盤材、(3)アスファルト混合物、(4)舗装体の温度、(5)独立行政法人土木研究所の5種類に大別してそれぞれの研究結果を述べた。さらに、明確にされた事柄と今後の課題を整理し、それらを研究課題とした。室内実験による検証も同様に、(1)路床、(2)路盤材、(3)アスファルト混合物、(4)独立行政法人土木研究所の4種類に大別し研究結果を整理し、さらに明確にされた事柄と今後の課題を抽出した。

既往の研究における課題では、前節までに述べた、屋外実験、室内実験における課題を、①屋外実験の課題と②室内実験の課題の2つに大別して整理した。

まず、室内実験では、「路床土は、種類の違いによる支持力、透水性能、貯留能力が明確でない」、「路盤材は、種類および粒度の違いによる支持力、透水性能、貯留能力が明確

でない」について、**第5章**の「**雨水浸透による粒状路盤・路床の支持力変化の検証**」において、室内実験で浸透水による粒状路盤材および路床の支持力低下の確認とメカニズムを解明した。

次に屋外実験であげられた課題のうち、「透水性舗装に最適な粒状路盤材が明確でない」という事も含め、**第6章**の「**実路における透水性舗装各層の支持力変化の検証**」において、重交通道路に試験施工された国道24号、163号、9号と、軽交通道路に試験施工された関東地方の市道の支持力の経年変化をFWDにて測定し、舗装構造および使用した材料の違いにより雨水浸透が支持力変化にどのように影響するかについて検証した。

その他、「車道透水性舗装に適した路床・粒状路盤材・アスファルト混合物の組み合わせが明確でない」については、最良な組み合わせを選定する前段階として、適切に透水性舗装の性能を評価するために、まず**第3章**の「**透水性舗装の雨水浸透・貯留効果の検証**」において、透水性舗装における雨水の浸透メカニズムを解明するため、実路（国道163号）を模擬した実物大モデルおよび実路（第二京阪道路）において散水実験を行い、得られた結果をもとに雨水浸透・貯留効果の検証を行った。次に**第4章**の「**不飽和浸透特性を考慮した雨水流出抑制効果の検証**」において、まず検証に先立ち、解析に必要な物性値として、水分保持特性および飽和－不飽和透水係数の測定を行った。そして、本研究で検討している気液二相流解析プログラム「NEWTON22」を使用し、平成19年度に試験施工された第二京阪道路の副道における車道透水性舗装の舗装構造を使用し雨水浸透現象を検証した。また、他の数値解析との比較を行った。

次節では、既往の研究でも取り上げた、独立行政法人土木研究所が発行した「道路路面雨水処理マニュアル（案）」について、その概要、取り組み内容と成果、そしてマニュアルにおける今後の課題について述べた。

そして透水性舗装の数値解析について、透水性舗装の透水性能評価に使用されている解析ソフトで、国土交通省国土技術政策総合研究所水害研究室が開発した「NIRIM」、そして独立行政法人土木研究所が開発した「透水性舗装水収支計算プログラム」について、その概要を述べた。

最後に、舗装工学における多層弾性理論として、その考え方および適用法について説明した。

第2章の参考文献

- 1) 奥平真誠：車道透水性舗装について，アスファルト合材，No.78，2006.6.
- 2) Ben Urbonas and Peter Stahra：Storm Water，PTR Prentice-Hall，Inc.，pp.21-24，1993.
- 3) Bruce K. Ferguson：Storm Water Infiltration，CRC Press，Inc.，pp.40，1994.
- 4) 国土交通省：特定都市河川浸水被害対策法
<http://www.sougo-chisui.jp/shinkawa/pdf/shinhou/panfu-02.pdf#search='特定都市河川浸水被害対策法'>
- 5) 独立行政法人土木研究所：道路路面雨水処理マニュアル（案），山海堂，2005.
- 6) 阿部長門，小笠幸雄，谷口聡：「舗装体内排水システムに関する指針」，アスファルト，Vol.41，No.199，pp.31-45，1999.
- 7) 財団法人日本道路建設業協会 技術振興委員会 海外技術資料部会：透水性アスファルト安定処理材料 展開と運用(1)-(6)，道路建設，No.538，1992.11 ～ No.543，1993.4.
- 8) 社団法人日本道路協会 技術委員会・海外技術部会：透水性アスファルト舗装の設計、施工、メンテナンス指針，道路建設，2004.7.8.
- 9) Thelen, E. and Howe, L.F., The Franklin Institute Research Laboratories, “Porous Pavement,” 1978.
- 10) U.S Environment Protection Agency, Office of Research and Development, Washington, D.C., “Porous Pavement: Phase 1-Design and Operational Criteria,” EPA 600/2-8-80-135, August 1980.
- 11) State of Michigan-Department of Environmental Quality (1992), “Porous Asphalt Pavement,” <http://www.deq.state.mi.us/documents/deq-swq-nps-pap.dpd>, 1/22/03 8:23am.
- 12) U.S. Environment Protection Agency, Office of Water, Washington, D.C., “Storm Water Technology Fact Sheet Porous Pavement,” EPA 832-F-99-023, September 1999.
- 13) Atlanta Regional Commission, “Georgia Stormwater Management Manual-Vol.20,” August 2001.
- 14) 菊川滋，久保和幸，達下文一，羽山高義，丸山暉彦，山之内浩：最新・アスファルト舗装技術，山海堂，1995.
- 15) 社団法人日本道路協会：アスファルト舗装要綱，1978.
- 16) 桜井正己，荒木美民：透水性舗装の車道への適用－世田谷区における施工例－，舗装，12-6，pp.24-28，1977.
- 17) 桜井正己，荒木美民，西沢典夫：車道に施工した透水性舗装の追跡調査，舗装，19-2，pp.14-17，1984.
- 18) 東清昭，田所治郎，塩梅猛：車道部における透水性舗装－愛知県の1例－，舗装，12-10，pp.9-16，1977.
- 19) 社団法人日本道路建設業協会：透水性舗装ハンドブック，山海堂，1979.
- 20) 長島吉五郎，桑原正己：治水機能に寄与する透水性舗装－埼玉県本庄土木事務所の構内舗装－，舗装，17-9，pp.22-25，1982.
- 21) 上山二郎，浦上康文：車道透水性舗装，道路，Vol.636，pp.24-28，1994.
- 22) 木下孝樹，和田実，西山哲，矢野隆夫：車道透水性舗装モデルの機能性評価－産・学・

- 官の取組み－，舗装，41-5，pp.5-9，2006.
- 23) 水と舗装を考える会編：よくわかる透水性舗装，山海堂，1997.
- 24) 川西寛，藤川則義：環境に配慮した舗装構造の技術開発－産業廃棄物を活用した，重交通に耐えうる全断面透水性舗装の構築－，舗装，36-2，pp.4-9，2001.
- 25) 財団法人日本道路協会：環境改善を目指した舗装技術，
- 26) 財団法人日本道路協会：透水性舗装ガイドブック 2007，2007.
- 27) 社団法人土木学会：FWD および小型 FWD 運用の手引き，舗装工学ライブラリー 2，2002.
- 28) 財団法人道路保全技術センター：活用しよう！FWD，2005.
- 29) 遠藤桂，野田悦郎，竹内康：供用後 2 年半を経過した車道透水性舗装のパフォーマンス，第 25 回日本道路会議，09054，2003.
- 30) 磯部雅紀，岡藤博国，片山潤之介：車道透水性舗装における路床の強度特性に関する検討，第 25 回日本道路会議，09056，2003.
- 31) 三浦等，中野貴雄，吉水仁：積雪寒冷地域に施工した車道透水性舗装の追跡調査，第 25 回日本道路会議，09050，2003.
- 32) 遠藤桂，野田悦郎，竹内康：車道透水性舗装を想定した路床土材料特性の室内検討，土木学会第 56 回年次学術講演会，pp.136-137，2001.
- 33) 後藤敦司，浅野耕司，長崎洋：透水性舗装の生活道路への適用について，第 25 回日本道路会議，09052，2003.
- 34) 中西弘光，浅野耕司，川西礼緒奈，高砂武彦：車道透水性舗装におけるフィルター層の有効性の検証，土木学会第 55 回年次学術講演会，pp.14-15，2000.
- 35) 白石真一，関伸明，白濱幸則：軽交通道路における透水性舗装の適用性，第 25 回日本道路会議，09053，2003.
- 36) 渡辺安彦，占部浩二，有賀公則：全断面車道透水性舗装における追跡調査の一事例，第 25 回日本道路会議，09051，2003.
- 37) 渡辺正明，佐々木昌実：都市部生活道路に適用した車道透水性舗装の追跡調査結果，第 24 回日本道路会議一般論文集，2001.
- 38) 三浦等，小林裕二，小原敏一：積雪寒冷地に施工した車道透水性舗装の追跡調査（3 年経過後），第 26 回日本道路会議，12062，2005.
- 39) 鎌田修，清水忠昭，伊藤正秀：車道透水性舗装の耐久性に関する研究，土木学会論文集，pp.91-98，2005.
- 40) 高須賀俊介，福岡修一，江崎耕太：重交通道路における車道透水性舗装～京都守口線での取り組み～，第 26 回日本道路会議，12056，2005.
- 41) 大川秀雄，荒井進，大竹和彦：車道透水性舗装の内部温度特性，第 22 回日本道路会議，pp.468-469，1997.
- 42) 藤原寿友，柳澤友樹，芦刈義孝：保水性舗装・透水性舗装の路面温度上昇抑制効果について，第 26 回日本道路会議，12092，2005.
- 43) 和田実，石川健二，濱田好紀：透水性舗装のヒートアイランド抑制機能効果検証，第 25 回日本道路会議，09055，2003.
- 44) 独立行政法人土木研究所：車道透水性舗装の設計方法確立に向けた検討，独立行政法

人土木研究所資料第 4008 号, 2006.

- 45) 伊藤正秀, 綾部孝之, 久保和幸: 試験舗装による車道透水性舗装の性能に関する検討, 舗装工学論文集, vol.12, pp.91-98, 2007.
- 46) 浅野耕司, 長崎洋, 中西弘光: 車道透水性舗装に関する検討, 第 9 回北陸道路舗装会議, pp.147-150, 2003.
- 47) 遠藤桂, 野田悦郎, 中原大磯: 路床の含水状態と支持力に着目した車道透水性舗装の構造設計法の検討, 道路建設, pp.36-41, 2001.
- 48) 遠藤桂, 野田悦郎, 竹内康: 試験舗装による車道用透水性舗装のパフォーマンス, 第 24 回日本道路会議一般論文集(C)舗装部会, pp.46-47, 2001.
- 49) 磯部雅紀, 岡藤博国, 片山潤之介: 車道透水性舗装における路床の強度特性に関する検討: 第 25 回日本道路会議一般論文集, 2003.
- 50) 野田悦郎, 遠藤桂, 竹内康: 車道透水性舗装における粒状路盤の性能に関する一検討, 土木学会第 59 回年次学術講演会, pp.1321-1322, 2004.
- 51) 田口仁, 増井和也, 清水忠昭: 透水性舗装の雨水流出に関する一検討について, 第 25 回日本道路会議, 09057, 2003.
- 52) 鎌田修, 伊藤正秀: 透水性舗装用路盤材料の浸透・貯留性能に関する基礎的研究, 土木学会第 59 回年次学術講演会, pp.1047-1048, 2004.
- 53) 金野寿哉, 土倉泰, 原田樹: 品質規格の範囲内で粒度調整した再生碎石の強度に関する検討, 土木学会第 60 回年次学術講演会, pp.799-800, 2005.
- 54) 小林秀行, 加納孝志, 辻井豪: 車道透水性舗装用透水性安定処理路盤材料に関する一検討, 第 26 回日本道路会議, 12058, 2005.
- 55) AASHTO T283-03, Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage
- 56) 鎌田修: 道路路面雨水処理マニュアル (案), 舗装, 2005.
- 57) 姫野賢治: パソコンによる舗装の多層弾性構造解析, アスファルト, Vol.32, No.161, pp.65-72, 1989.
- 58) 社団法人土木学会: 舗装の力学理論, 舗装工学, pp.73-119, 1995.

第3章 透水性舗装の雨水浸透・貯留効果の検証

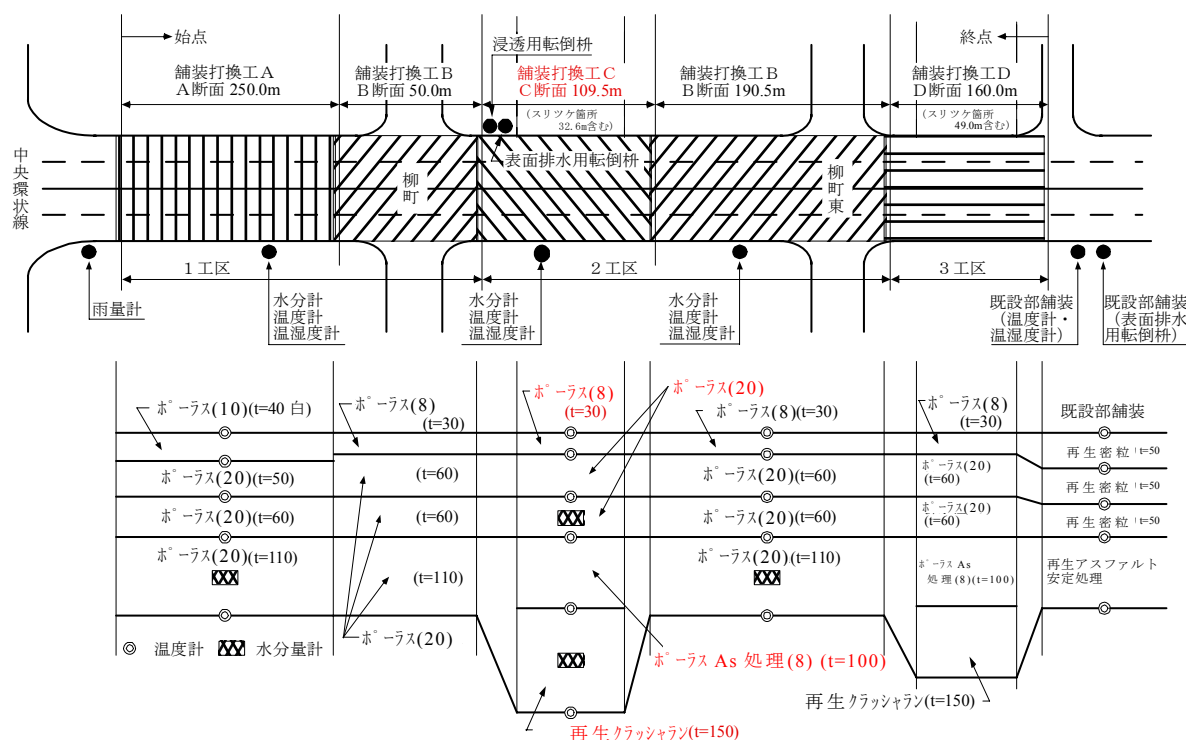
3.1 緒言

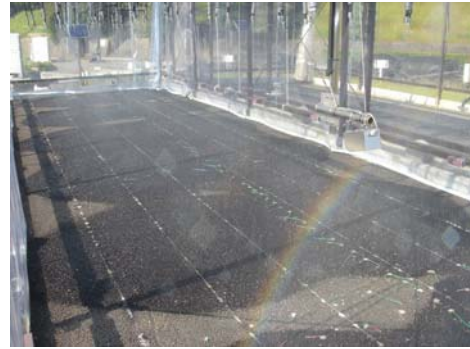
洪水抑制施設としての透水性舗装への期待の高まりに伴って透水性舗装の雨水浸透・貯留効果の検証が全国各地の実路にて行われている。しかしながら、研究としては降雨波形に対するアウトプットとしての溢流量の測定など効果検証にとどまっているものが多数であり、透水性舗装自体の効果に関してメカニズムを踏まえて詳細に検討し考察を行った研究は少ない。本章ではこのような状況を鑑みて、透水性舗装における雨水の浸透メカニズムを解明するため、実路（国道 163 号）を模擬した実物大モデルおよび実路（第二京阪道路）において散水実験を行い、そこで得られた結果について考察し、雨水浸透・貯留効果を検証した。

3.2 実験概要

3.2.1 実物大モデル

本研究で対象とした調査箇所は、図 3.1 に示すように国道 163 号門真地区 C 断面（舗装計画交通量=3,900 台/日・方向、設計 CBR=20.0、等値換算厚 $T_A=25.2\text{cm}$ ）である。舗装構造は独立行政法人土木研究所による分類区分¹⁾の中で路床浸透型として施工されているが、

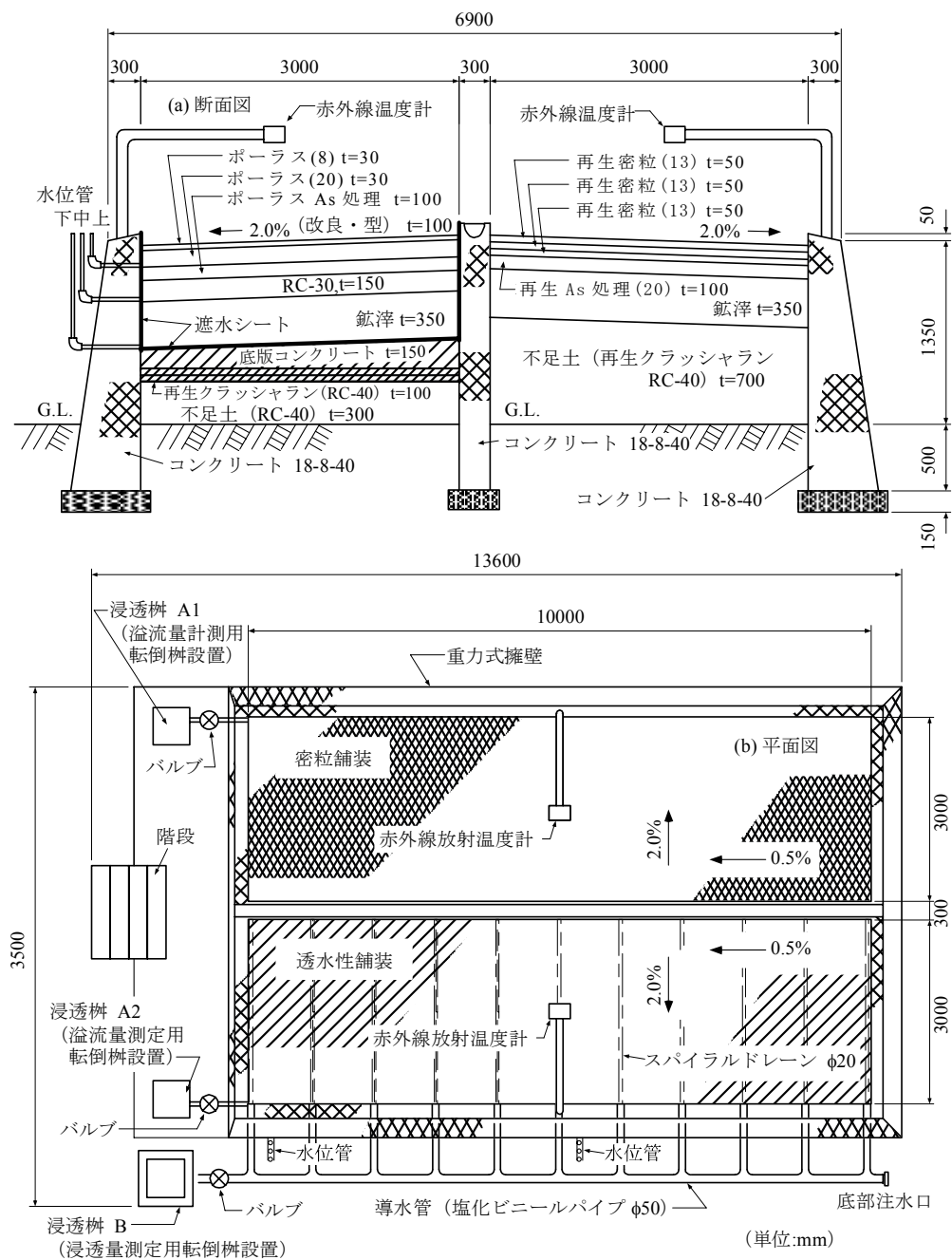




(a) 外觀

(b) 散水狀況

写真 3.1 モデル舗装の概観



現在供用中であることより，散水実験を行うには交通車両があるため困難である．そこで本研究では，国道 163 号門真地区 C 断面を模擬した実物大モデル（以下，モデル舗装と呼ぶ）を写真 3.1 のように別途構築し，そこで散水実験を行い透水性舗装の環境負荷軽減効果について検討を行った．また，比較対象として隣接して密粒度舗装を設置した．

モデル舗装の断面図および平面図を図 3.2 に示す．これらの舗装は供用しないため，連続して水収支，温度，水分量および蒸発量等を計測することが可能である．また，実路と同様の施工方法でモデル舗装を構築するため，通常の施工方法で施工できる最小の広さ（1 車線の幅員を再現， $3.0\text{m} \times 10.0\text{m}$ ）として設計されている．

透水性舗装および密粒度舗装への人工的な散水実験を行うため，1 列に 6 個，2 列で合計 12 個の散水ノズルを図 3.3 のように設置し，舗装面全体に様に散水できる構造となっている．また，水収支を正確に計測するためには，散水中の人工降雨が風などにより舗装外に飛散することを防止する必要がある．そこで，散水実験中は本モデル舗装の周囲を透明なビニールカーテンで囲うことにより人工降雨の飛散を防止している．

本モデル舗装の施工にあたっては，実路で施工される透水性舗装の状態に可能な限り近付けるため，アスファルト混合物の舗設は，通常の同様にアスファルトフィニッシャにより敷き均しを行った後にロードローラおよびタイヤローラを用いて転圧を行った．一般的に道路の路床に関しては，車両の通行に伴って透水性は原地盤に比べると低下していると考えられている．そこで本研究では国道 163 号試験工区における路床の透水係数を計測し，モデル舗装の路床をセメント系乳剤で改良することでモデル舗装における路床の透水係数が国道 163 号試験工区と同等となるように工夫を行った．

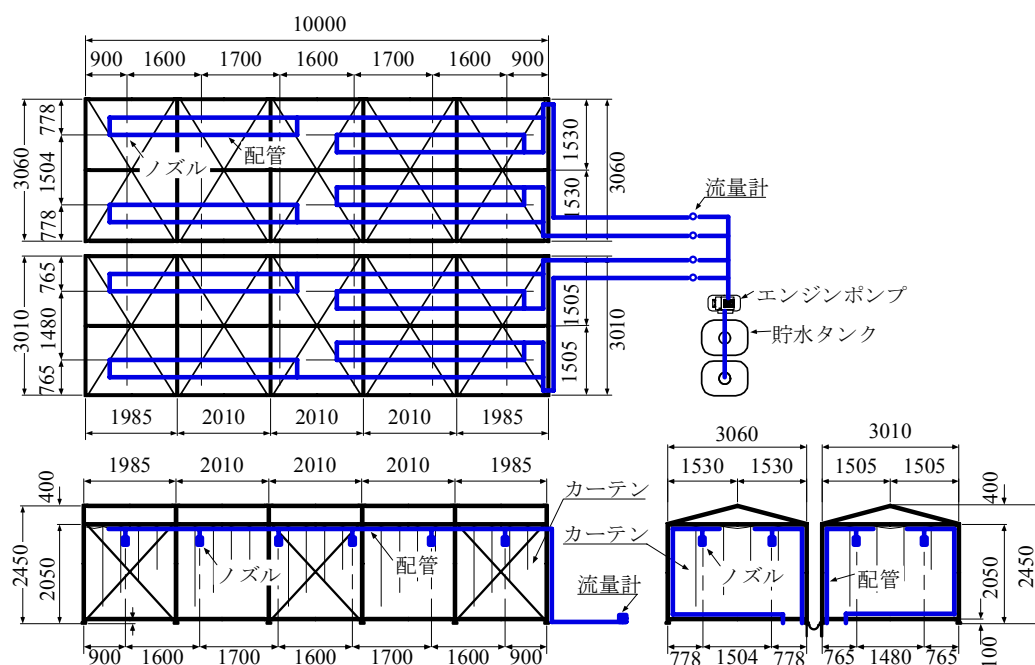


図 3.3 散水施設とノズルの設置位置

表 3.1, 3.2 に使用したアスファルト混合物および粒状路盤材の諸性状を示し, 表 3.3 に各層の物性値を示す. なお, 表中に示す透水係数等は本論文では議論の対象としないが, 参考のため示してある. 表層は通常用いられるポーラスアスファルト混合物と同様に, 最大粒径が 8.0mm, 空隙率が約 22.5%であり, 使用したバインダーはポリマー改質アスファルト H 型 (以下, ポーラス(8)) である. 中間層および基層についても同様にポリマー改質アスファルト H 型を使用し, 空隙率が約 20.0%, 最大粒径が 20.0mm のポーラスアスファルト混合物 (以下, ポーラス(20)) である. 中間層および基層については, 以後まとめて基層と呼ぶこととする. 上層路盤はポリマー改質アスファルト II 型を使用したポーラスアスファルト安定処理 (以下, ポーラス As 処理(20)) を加えたものであり, 下層路盤は標準的な再生クラッシャーラン (RC-30) である. 国道 163 号門真地区の路床は鈹滓によって構成されており, 事前調査によりその層の透水係数は $3.61 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ となっている. よって, 本モデル舗装では現位置における路床を鈹滓によって再現することとし, 鈹滓にセメント系乳剤を加えることにより, 現地における路床と同程度の透水係数に調整した上で施工した.

表 3.1 アスファルト混合物の配合および性状

項 目			透水性舗装					
			表層		中間・基層		上層路盤	
			ポーラス(8)		ポーラス(20)		ポーラス As処理(20)	
骨材配合率 (%)	5号碎石	—		29.0		29.0		
	6号碎石	86.0		58.5		58.0		
	7号碎石	—		—		—		
	細砂	9.0		7.5		8.0		
	石粉	5.0		5.0		5.0		
アスファルト量 (%)		5.2		4.9		4.4		
植物繊維(外割) (%)		0.1		0.1		0.1		
使用アスファルト			ポリマー改質アスファルトH型				ポリマー改質 アスファルトII型	
区 分			試験値	(規格)	試験値	(規格)	試験値	(規格)
骨材合成粒度	通過質量百分率 (%)	31.5mm	—	—	—	—	—	100.0
		26.5	—	—	100.0	100.0	100.0	95～100
		19.0	—	—	96.0	95～100	96.0	90～100
		13.2	—	100.0	70.9	64～84	70.9	25～85
		9.50	100.0	—	—	—	—	—
		4.75	30.8	20～50	16.8	10～31	17.2	10～45
		2.36	13.6	10～30	12.7	10～20	13.2	10～25
		0.60	9.1	—	8.4	—	8.6	—
		0.30	7.2	—	6.8	—	7.0	4～16
	0.15	5.6	—	5.5	—	5.5	—	
0.075	4.2	3～7	4.2	3～7	4.2	2～7		
区 分			試験値	(規格)	試験値	(規格)	試験値	(規格)
混合物の性状	密度 (g/cm ³)	1.949	—	2.002	—	2.004	—	
	理論密度 (g/cm ³)	2.514	—	2.511	—	2.531	—	
	空隙率 (%)	22.5	20程度	20.3	20程度	20.8	20程度	
	安定度 (kN)	6.2	3.5以上	6.4	3.5以上	4.9	3.5以上	
	フロー値 (1/100cm)	31.0	20～40	29.0	20～40	31.0	20～40	
	DS (回/mm)	8,250	3,000以上	7,875	3,000以上	5,727	—	
	透水係数 (cm/sec)	5.01×10 ⁻²	1.0×10 ⁻²	6.42×10 ⁻²	1.0×10 ⁻²	6.86×10 ⁻²	1.0×10 ⁻²	

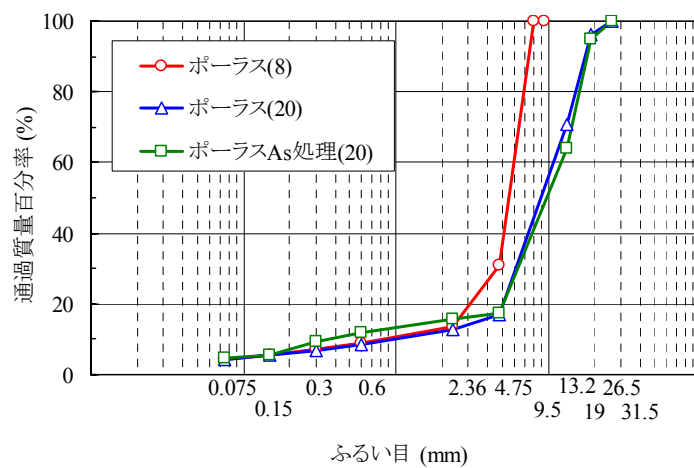


図 3.4 ポーラスアスファルト混合物の合成粒度

表 3.2 粒状路盤材の配合および性状

項 目		再生クラッシュラン (RC-30)
通過質量百分率 (%)	31.5mm	100
	26.5	—
	19	76.5
	13.2	—
	4.75	36.6
	2.36	22.5
	0.425	8.1
	0.075	4.0
骨材の性状	最大乾燥密度 (g/cm ³)	2.065
	最適含水比 (%)	8.5
	修正CBR (%)	121.0

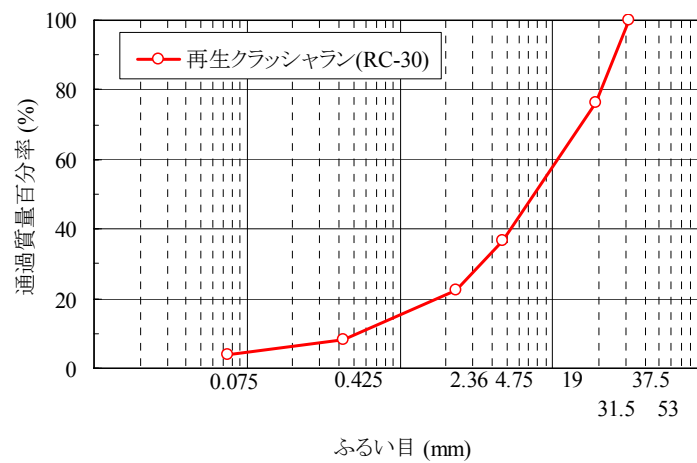


図 3.5 粒状路盤材の粒度曲線

表 3.3 各層の物性値

項 目	材 料	性状・寸法	層厚 H (mm)	透水係数 (cm/sec)	間隙率 n (%)
表層	ポーラスアスファルト混合物	8mmTop	30.0	5.01×10^{-2}	22.5
中間層・基層	ポーラスアスファルト混合物	20mmTop	120.0	6.42×10^{-2}	20.3
上層路盤	ポーラスアスファルト安定処理	20mmTop	100.0	6.86×10^{-2}	20.8
下層路盤	再生クラッシュラン	RC-30	150.0	1.30×10^{-3}	26.5
路床	鈰滓	—	350.0	3.61×10^{-4}	5.0

3.2.2 計測センサ

浸透メカニズムを調べるため、モデル舗装内に間隙水圧計等のセンサを設置した。本節ではこれらのセンサ類の概要について詳述する。

(1) 転倒枳型流量計

透水性舗装における水収支を計測するため、転倒枳型流量計を用いて透水性舗装から溢流する溢流量と路床底部から排出される底部浸透量を計測する。

溢流量に関しては、図 3.3(b)に示すように舗装全体に付けられた縦断方向 0.5%、横断方向 2.0%の片勾配により溢流した雨水を浸透枳 A2 に集水し、浸透枳内に設置した転倒枳により計測を行う。

また路床底部から原地盤へ浸透する雨水量に相当する底部浸透量に関しては、図 3.3(a)に示すように防水シート上に配置したスパイラルドレーンにより集水し、その水を図 3.3(b) に示す浸透枳 B まで導き、浸透枳内に設置した転倒枳により計測する。

用いた転倒枳型流量計は、写真 3.2 に示すように 1 転倒あたりが 1ℓのものであるが、正確を期するためセンサ設置後に秤を用いて精度の検証を行った結果、次の結果を得た。

$$P_f = 1.0989 \times P_{0f} \quad (3.1)$$

$$P_i = 1.1690 \times P_{0i} \quad (3.2)$$

ここに、 P_f は溢流量(ℓ)、 P_{0f} は溢流量計測用転倒枳の転倒回数(回)、 P_i は底部浸透量(ℓ)、 P_{0i} は底部浸透量計測用転倒枳の転倒回数(回)である。本実験で得られたデータはこの補正を適用するものとする。さらに、水収支を求めるためには単位面積あたりの水収支を算定する必要があるため、モデル舗装の大きさが 3.0m×10.0m であることを考えて下記の式を用いて溢流量 Q_f (mm)および浸透量 Q_i (mm)を算出する。

$$Q_f = P_f / 30 = 1.0989 / 30 \times P_{0f} \quad (3.3)$$

$$Q_i = P_i / 30 = 1.1690 / 30 \times P_{0i} \quad (3.4)$$

なお，平成 18 年度に行った実験に関しては，溢流量の計測値の精度をより向上させるため 1 転倒あたり 2 ℓ の転倒枳を用いた．精度検証に関しては上記と同様に秤を用いて行い，次の結果を得た．

$$P_f = 1.00375 \times 2P_{0f} \quad (3.5)$$

従って，平成 18 年度に行った実験では溢流量を次式により求める．

$$Q_f = P_f / 30 = 1.00375 \times 2P_{0f} / 30 \quad (3.6)$$

なお，平成 18 年度には貯留型の実験のみを行っているので，底部浸透量計測用の転倒枳は用いていない．

(2) 水位管

舗装内の水面の発生状況を調べるため，図 3.6 に示すように 1 箇所あたり 3 深度に水位管を設置した．水位管の外観を写真 3.3 に示す．水位の測定にあたっては，図 3.6 に示すように透明管に貼り付けたスケールと水位管内の水位を照らし合わせて目視により測定した．本研究では写真 3.3(b)に示す中央側の計測値を用いて議論を行う．

(3) 間隙水圧計

舗装内の水位を計測するため図 3.7 に示すように間隙水圧計を舗装内に合計 4 個設置した．舗装厚が 750mm であることを鑑みて，精度良く計測できるようフルスケールが 1,000mm のひずみ式間隙水圧計を用いた．間隙水圧計から出力される形式はひずみであるため，水位に換算して計測値を算出する．設置した間隙水圧計の概観を写真 3.4 に示す．



写真 3.2 転倒枳型流量計の概観

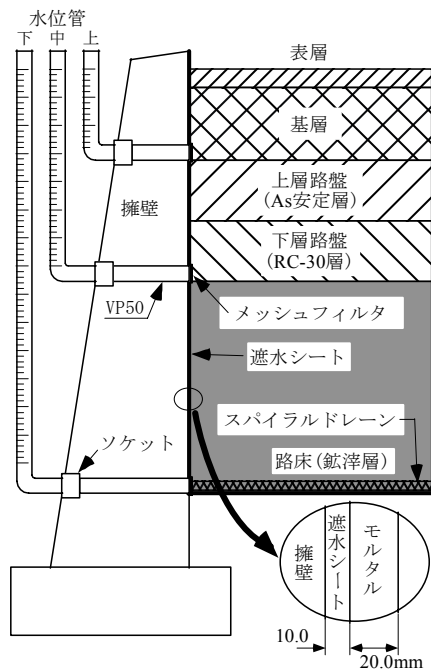


図 3.6 水位管

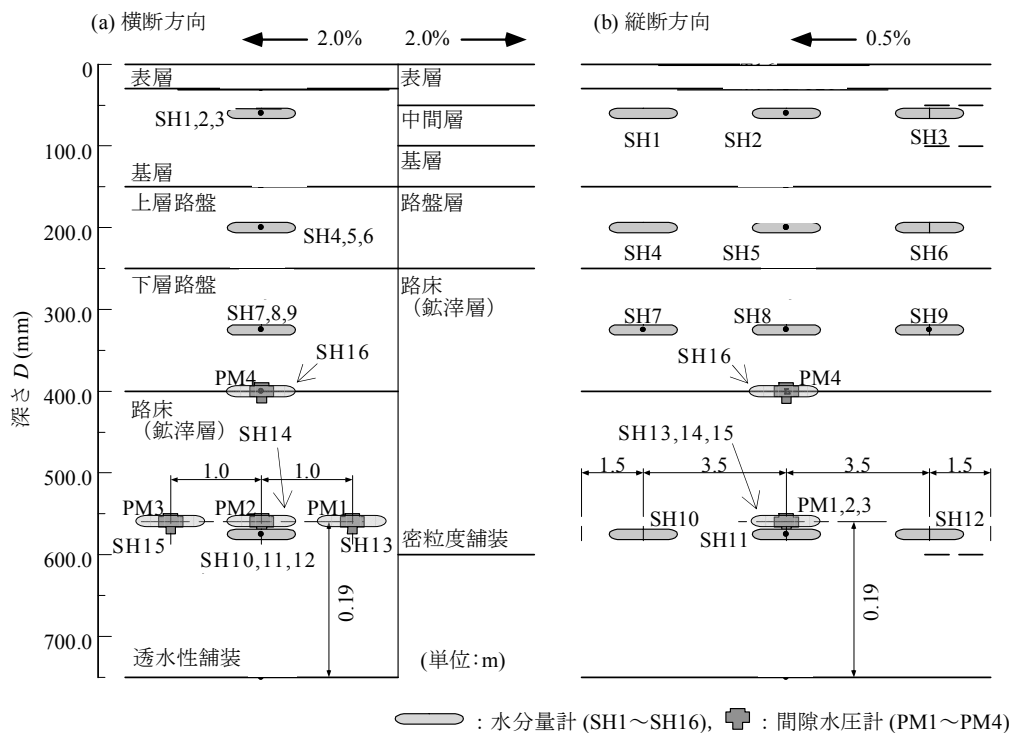


(a) 溢流側



(b) 中央側

写真 3.3 水位管の概観



(a) 横断方向断面図

(b) 縦断方向断面図

図 3.7 センサの設置位置



写真 3.4 間隙水圧計の概観

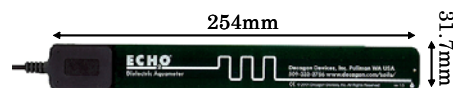


写真 3.5 水分量計の概観

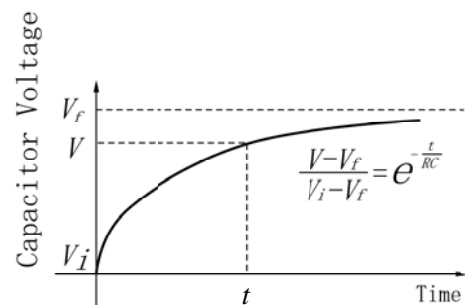


図 3.8 水分量計の計測原理

(4) 水分量計

本研究で用いた水分量計は誘電性土壌水分センサ ECH₂O である。水分量計の概観を写真 3.5 に示す。計測の原理は、まず不明な電気容量 $C(C/V)$ のコンデンサに相当するプローブに対しある一定の励起電圧 $V_f(V)$ をかける。すると、図 3.8 に示すように初期電圧 $V_i(V)$ から目的の電圧 V になるまでの時間 $t(sec)$ から、

$$\frac{V - V_f}{V_i - V_f} = e^{-\frac{t}{RC}} \quad (3.7)$$

により、センサ周囲の誘電率が算出される。ここに、 C : プローブの静電容量(C/V)、 V_f : 励起電圧(V)、 V_i : 初期電圧(V)、 R : 回路の抵抗(V/A)である。

センサ周囲の誘電率が算出されれば、水分の誘電率 (≈ 80) が土壌鉱物 ($=3.0 \sim 5.0$) や空気 ($=1.0$) に比較して強いことから体積含水率が求まる。本実験では図 3.7(b)に示すように、基層から路床までの各層においてそれぞれ 3 つの水分量計を埋設した。

3.2.3 実験条件

本研究では透水性舗装の浸透メカニズムを調べるため、降雨条件および底部の境界条件を変えて実験を行った。本研究で行った実験条件を大きく分類すると図 3.9 に示す概念図の 3 通りとなる。以下でこれらの実験条件について詳述する。

(1) 定常降雨－浸透型

モデル舗装における実験では、路床浸透型の透水性舗装の特性を調べることを最大の目的としている。そこで路床浸透型の透水性舗装における基本的特性を調べるため、降雨強

度 R_c を時間的に一定として散水を行う．この実験条件では透水性舗装へ浸透した雨水が原地盤へ浸透していくことを模擬するため，図 3.3 の平面図に示すバルブを開けた．降雨強度については表 3.4(a)に示すように 19.4mm/hr から 123mm/hr までに設定した．また，総降雨量は図 3.10 に示すように舗装内への雨水浸透が定常に落ち着くために十分な量である 83.3mm とした．

(2) 非定常降雨－浸透型

(1)では時間的に降雨強度を変えない「定常降雨－浸透型」について説明したが，実際の雨は時間とともに刻々と降雨強度が変化する非定常降雨であり，舗装内の浸透挙動もそれに伴い時間的に変化すると予想される．本研究ではこのような時間的に降雨強度が変わる散水を行い，降雨強度の変化に伴う舗装内の変化および降雨強度の変化に伴う浸透現象の変化について検討を行う．なお本実験では図 3.3 の平面図に示すバルブを開けて非定常の散水を行ったので，前項(1)と同様に路床浸透型の透水性舗装断面を想定していると考ええる．以下で実験に用いた降雨波形について概要を述べる．

実験で用いた降雨波形の作成にあたっては，基準降雨作成に用いられている Cleveland 型降雨波形を用いて 10 年確率降雨波形を作成した．ここで 10 年確率降雨としたのは，浸透貯留施設の設計で用いられる基準降雨が 10 年確率のものが標準であるためである．

Cleveland 型降雨波形では，次式により降雨継続時間に対応する降雨強度が決定される．

$$r = \frac{a}{t_c^n + b} \quad (3.8)$$

ここに， a ， b ， n は対象とする地域における過去の降雨履歴から決定される定数であり，本研究では参考文献 2)よりそれぞれ 1.765，8.22，3/4 とした． t_c は降雨継続時間(min)， r は t_c 内の平均降雨強度(mm/hr)である．(3.8)式から図 3.11 に示すように降雨強度曲線を描きそれに対応する降雨強度を求める．その後，図 3.12 に示すように降雨波形を作成する．

本研究では降雨波形の中で一番強い最大降雨強度 r_1 を $r_1 = 80\text{mm/hr}$ となるように降雨継続時間を決定したところ， $t_c = 33\text{min}$ となった．また総降雨量に関しては(1)の「定常降雨－浸透型」と同様に 83.3mm とし，図 3.13 および表 3.4(b)に示す降雨波形の散水を行った．ここで，最大降雨 r_1 の開始時刻を t_{r1} ，散水終了時間を t_e と呼ぶこととする．

(3) 定常降雨－貯留型

前項(1)，(2)は本研究の主要な目的である「路床浸透型の透水性舗装の特性を調べる」という位置付けで行うが，図 3.9(c)に示す「定常降雨－貯留型」の実験は路床底部の境界条件を路床浸透型と変えることにより「雨水浸透時にどの層の影響度合いが強いのか」ということを検討するために行う．実験を行うにあたって，モデル舗装において図 3.3(b) の平面図に示すバルブを完全に閉じて散水を行った．本実験では，モデル舗装の構造上の都合により路床に雨水が浸透するが，バルブを閉じるため路床以深に雨水が還元しないことが模擬される．したがって，図 3.9(c)に示す実験は一時貯留型の透水性舗装における「原地

盤に雨水を還元させない」という思想と同じである．そこで本研究では，この実験条件を「定常降雨－貯留型」と呼ぶこととする．

散水の降雨強度については表 3.4(c)に示すように 29.9mm/hr から 122mm/hr までの 5 種類とし，いずれも図 3.10 に示すように時間的に定常とした．

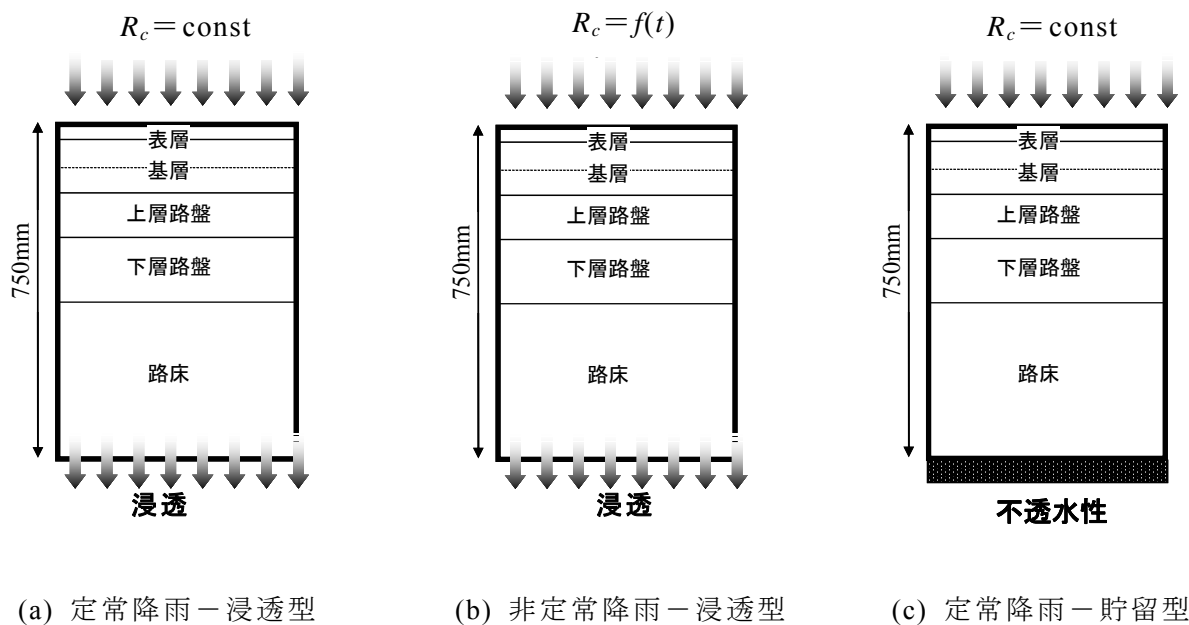


図 3.9 実験条件

表 3.4 降雨条件

(a) 定常降雨－浸透型

記号	降雨強度 R_c (mm/hr)	降雨時間 t_e (min)	総降雨量 Q_r (mm)	実験日時
a	19.4	258	83.4	2004/12/8
b	30.1	165	82.8	2004/8/12
c	35.7	180	107.1	2004/2/27
d	47.5	120	95.0	2004/2/13
e	53.7	93	83.2	2004/8/4
f	71.2	88	104.4	2004/2/20
g	96.4	55	88.4	2004/11/26
h	123.0	42	86.1	2004/12/14

表 3.4 降雨条件

(b) 非定常降雨－浸透型

降雨波形	一定降雨区間			実験日時
	名称	降雨強度 R_c (mm/hr)	降雨時間 t_e (min)	
前方 集中型	r_1	80.0	0-35	2005/8/11
	r_2	30.0	35-68	
	r_3	20.0	68-101	
	r_4	16.0	101-134	
中央 集中型	r_3	20.0	0-33	2005/8/11
	r_1	80.0	33-68	
	r_2	30.0	68-101	
	r_4	16.0	101-134	
後方 集中型	r_4	16.0	0-33	2005/8/11
	r_3	20.0	33-66	
	r_2	30.0	66-99	
	r_1	80.0	99-132	

(c) 定常降雨－貯留型

記号	降雨強度 R_c (mm/hr)	降雨時間 t_e (min)	総降雨量 Q_r (mm)	実験日時
i	29.9	169	83.2	2006/10/10
j	50.6	98	82.6	2006/10/3
k	80.0	63	84.0	2006/11/2
l	95.0	53	83.9	2006/10/27
m	122.0	41	83.4	2006/10/19

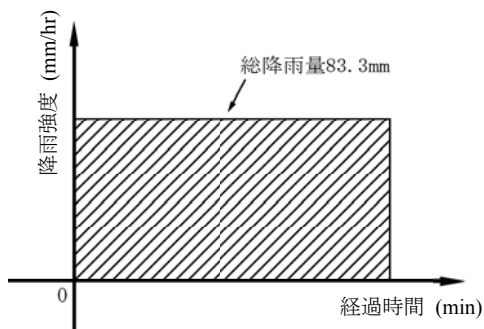


図 3.10 定常降雨－浸透型および定常降雨－貯留型

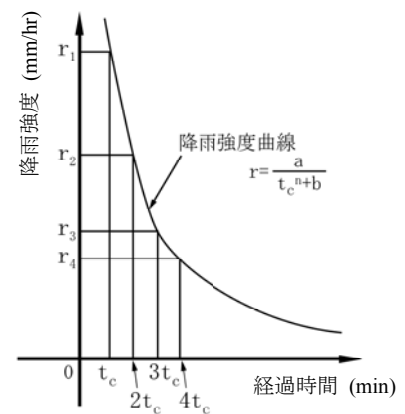
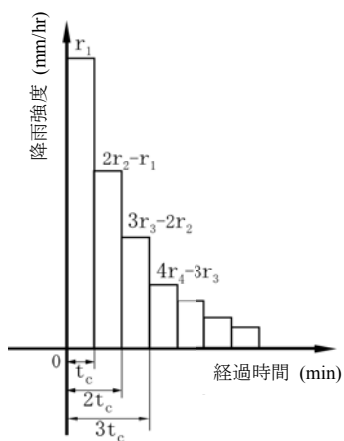
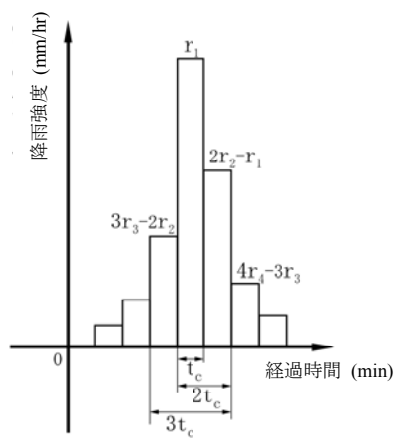


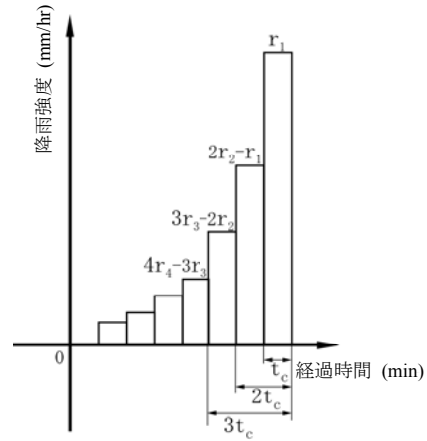
図 3.11 降雨強度曲線



(a) 前方集中型

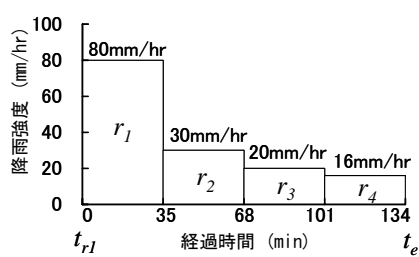


(b) 中央集中型

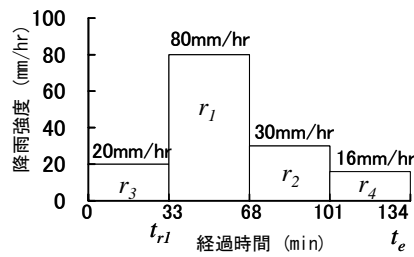


(c) 後方集中型

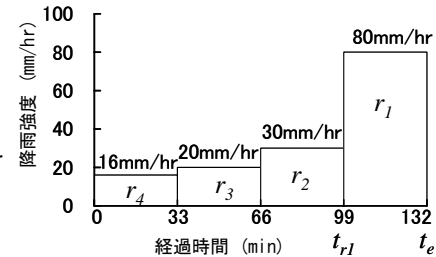
図 3.12 降雨波形の作成方法



(a) 前方集中型



(b) 中央集中型



(c) 後方集中型

図 3.13 非定常降雨－浸透型の降雨波形

3.3 実験結果

3.3.1 降雨強度による水収支

透水性舗装の雨水浸透・流出抑制効果を議論する場合，総降雨量 Q_r や降雨強度 R_c が水収支に与える影響を的確に把握する必要がある．まず始めに， Q_r や R_c による水収支を論じる．透水性舗装の水収支は次式で表される．

総降雨量 Q_r に対しては，

$$Q_r = Q_f + Q_i + Q_s + Q_e \quad (3.9)$$

となる．ここに， Q_r は総降雨量(mm)， Q_f は溢流量(mm)， Q_i は浸透量(mm)， Q_s は貯留量(mm)であり， Q_e は蒸発量(mm)である．ただし，本研究では散水実験中の Q_e を計測することが不可能であるため， Q_e はゼロとしている．

また，降雨強度 R_c に対しては式(3.9)の時間微分を考えればよいので，

$$R_c = q_f + q_i + q_s \quad (3.10)$$

となる．ここに， R_c は降雨強度(mm/hr)， q_f は単位時間当たりの溢流量(mm/hr)， q_i は単位時間当たりの浸透量(mm/hr)であり， q_s は単位時間当たりの貯留量(mm/hr)である．また， Q_r ， Q_f ， Q_i ， R_c ， q_f および q_i は計測値であることから， Q_s ， q_s は次式から計算される．

$$Q_s = Q_r - (Q_f + Q_i) \quad (3.11)$$

$$q_s = R_c - (q_f + q_i) \quad (3.12)$$

式(3.9)，(3.10)において，洪水に寄与する主な要因は Q_f ， q_f であり，河川への流出や下水道施設への流入を考える場合， Q_f と q_f の両方を考慮しなければならない．よって，まず初めに Q_f に対する水収支について述べ，続いて q_f の水収支を論じる．

(1) 定常降雨－浸透型

a) 総降雨量 Q_r に対する水収支

図 3.14 に浸透型の経過時間 t (min)と Q_r ， Q_f ， Q_i および Q_s の関係を示す．この図からは R_c が強くなるほど溢流開始時間 t_f (min)が早くなることが分かる．

図 3.15 に R_c と散水終了時の Q_r に対する Q_f の割合 r_f ($=Q_f / Q_r$)， Q_r に対する Q_i の割合 r_i ($=Q_i / Q_r$) および Q_r に対する Q_s の割合 r_s ($=Q_s / Q_r$) を示す． R_c が強くなるほど r_f が多くなると共に r_i が少なくなる傾向が読み取れ， r_s に関しては R_c の強さに関係なく約 60% となっており，ほぼ一定値を取ることが確認できる．また， r_f は， R_c が 123.0mm/hr で約 40.0% (よって，流出を抑制する割合は約 60.0%となる)，19.4mm/hr で約 10.0% (同 90.0%) となっており，少なくとも降雨量の 60.0%程度の流出量が抑制されることが分かる．

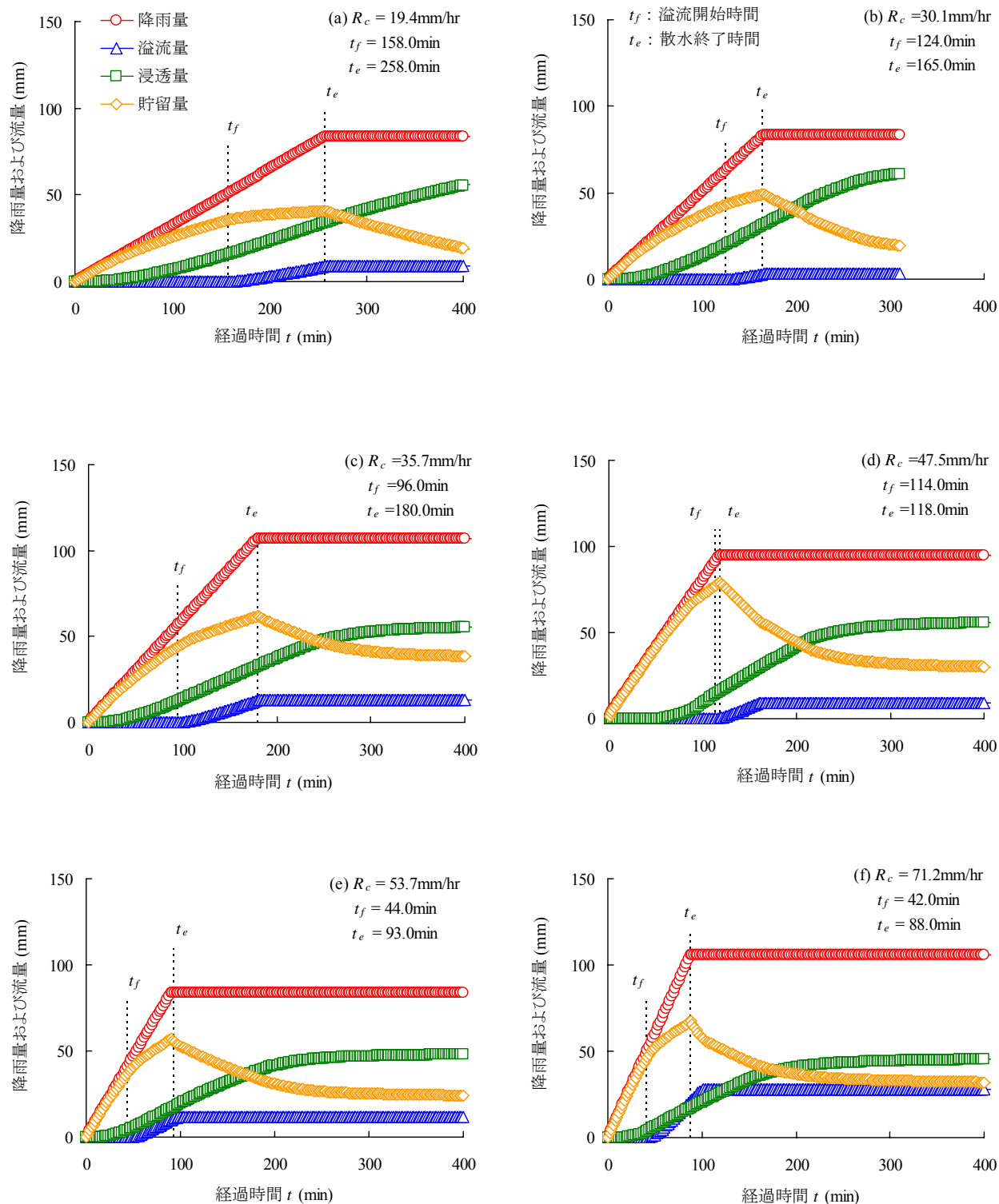


図 3.14 経過時間 t と総降雨量 Q_r , 溢流量 Q_f , 浸透流 Q_i および貯留量 Q_s の関係

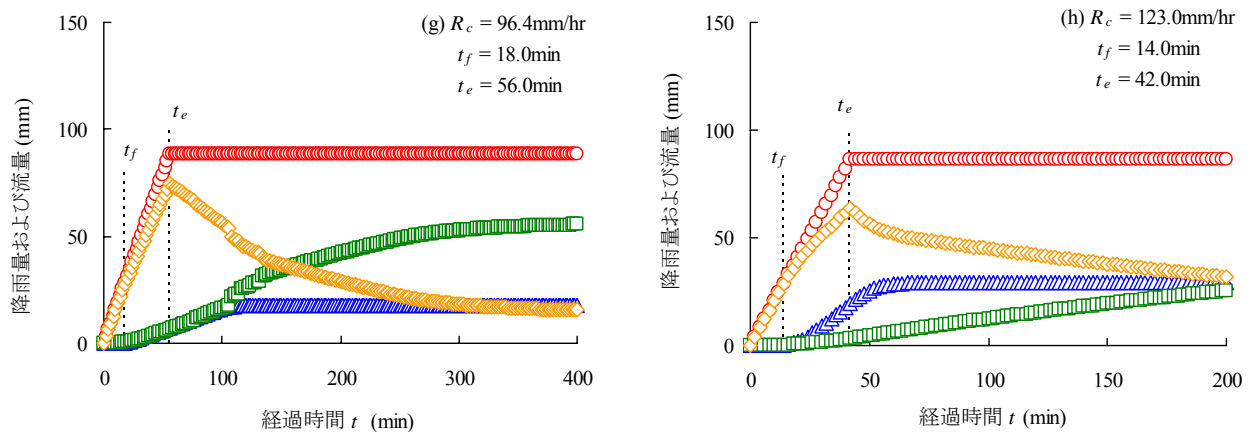


図 3.14 経過時間 t と総降雨量 Q_r , 溢流量 Q_f , 浸透流 Q_i および貯留量 Q_s の関係

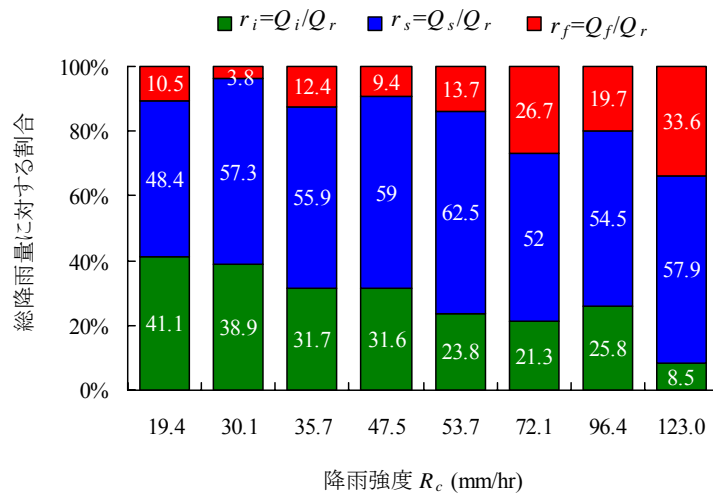


図 3.15 降雨強度 R_c と総降雨量 Q_r に対する溢流量 Q_f , 浸透量 Q_i および貯留量 Q_s の割合

b) 降雨強度 R_c に対する水収支

q_f の経時変化を図 3.16 に示し, R_c と q_f の最大値 q_{fmax} の関係を図 3.17 に示す. なお, 図 3.17 の実線は降雨が 100% 表面排水された場合, すなわち, 流出係数が 1 と仮定した場合の溢流量である. 図 3.16 から, R_c が強くなるほど q_f が大きくなる傾向があることが読み取れ, 図 3.17 に示す R_c と q_{fmax} の関係から, その関係は原点を通る直線で近似でき, その比は約 0.41 となっている. よって, このことから浸透型で 60.0% 程度の流出量が抑制されることが分かる.

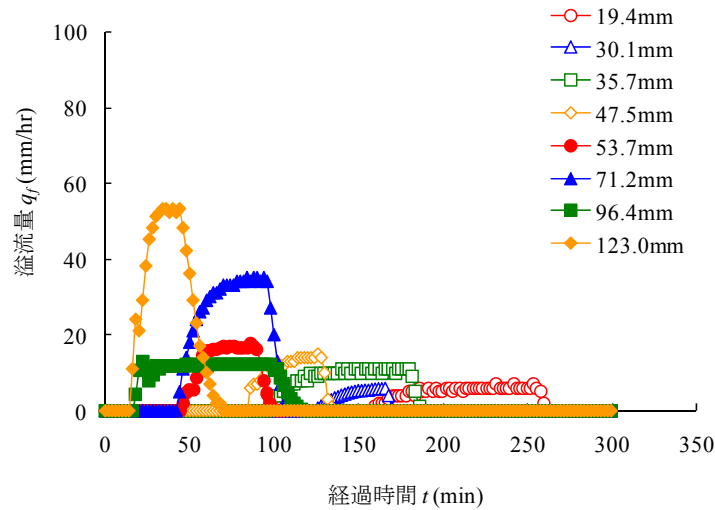


図 3.16 溢流量 q_f の経時変化

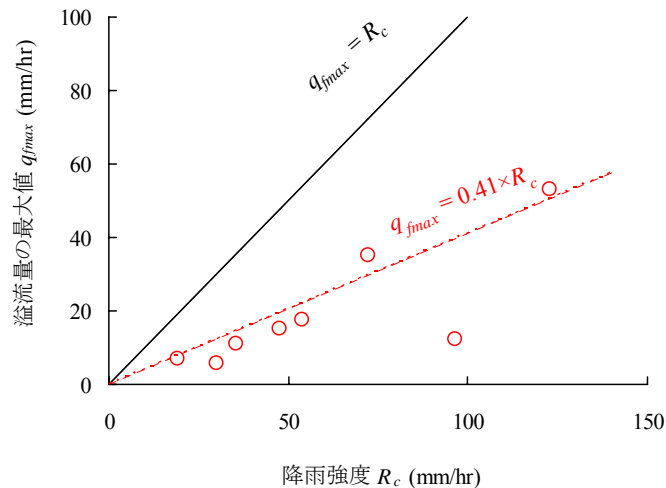


図 3.17 溢流量の最大値 q_{fmax} と降雨強度 R_c の関係

c) 溢流開始時間 t_f

溢流開始時間 t_f について述べる．図 3.18 は図 3.14 に示す R_c と t_f の関係を具体的に示したものであり，この図からも R_c が強くなるほど t_f が早くなる傾向があることが確認でき，その関係は双曲線的であることが分かる．

透水性舗装の雨水浸透・貯留効果を議論する場合，透水係数が重要な値となる．しかし，透水性舗装における雨水の浸透は，非定常かつ不飽和状態であり，そのような状況で舗装体内の水挙動を考える場合，飽和透水係数と不飽和透水係数を考慮しなければならない，その挙動は複雑なものとなる．よって，ここでは透水係数を考慮せず，舗装内部の水位は底部より逐次飽和していくと仮定する．

舗装体は図 3.19 に示すように固層，液層，気層に分けることができる．そこで気層のみに着目することで舗装体を簡略化してモデル化することができる．図に示すように，層厚 H_j (mm) の j 層の間隙率が n_j (%), 初期飽和度が S_{r0j} (%) であると仮定し，この層に含まれる

空隙の体積を有効高さ h_j (mm) で定義すると以下のように表される．なお、初期飽和度とは散水実験開始前の各層の飽和度である．

$$h_j = \frac{n_j}{100} \times (1 - \frac{S_{r0j}}{100}) \times H_j \quad (3.13)$$

したがって、 R_c で連続的に雨が降った場合に j 層の最下端から最上端までに到達する計算上の時間 (min) は、

$$T_{rj} = \frac{h_j}{R_c} = \frac{n_j}{100} \times (1 - \frac{S_{r0j}}{100}) \times H_j \times \frac{1}{R_c} \quad (3.14)$$

となる．よって、 m 層からなるアスファルト舗装の下端から上端まで雨水が到達する時間 T_r (min) は、

$$T_r = \sum_{j=1}^m T_{rj} = \{ \sum_{j=1}^m \frac{n_j}{100} \times (1 - \frac{S_{r0j}}{100}) \times H_j \} \times \frac{1}{R_c} \quad (3.15)$$

となり、 $\{ \sum_{j=1}^m \frac{n_j}{100} \times (1 - \frac{S_{r0j}}{100}) \times H_j \}$ の部分は定数項となるため、雨水の到達時間 T_r は $1/R_c$ に比例する直角双曲線となる．

本モデルの各層の計算結果は表 3.5 のようになっており、各層の T_{rj} は表中に示すように計算できる．よって、舗装表面までの到達時間、すなわち、計算上の溢流開始時間 T_f (min) は、全層の T_{rj} を合算することで、

$$T_f = \sum T_{rj} = 54.4 / R_c \quad (3.16)$$

となる．ただし、表中の S_{r0} は各散水実験における初期飽和度の平均値である．図 3.20 に R_c と各層の S_{r0} 関係を示す．この図から、 S_{r0} は実験日によって大きく変動していることが分かる．これは実験開始日前の気象条件等が大きく影響していると推測されることから、本研究では平均値を用いることにした．

図 3.18 に示す実線は式(3.16)を適用した結果および独立行政法人土木研究所が採用している計算の結果（図中、土研法）である．この図からは、土研法の結果は実験結果と大きく乖離している．式(3.16)の結果は R_c が弱い領域ではその挙動を良く表現しているものの、 R_c が強くなるに従い計算結果の曲線から離れていく様子が確認できる．このことは、 R_c によって浸透現象が異なる可能性を示唆するものであると推測されるが、舗装体の空隙状態や S_{r0} などを的確に求めることにより、溢流開始時間がある程度予測可能であることが分かる．

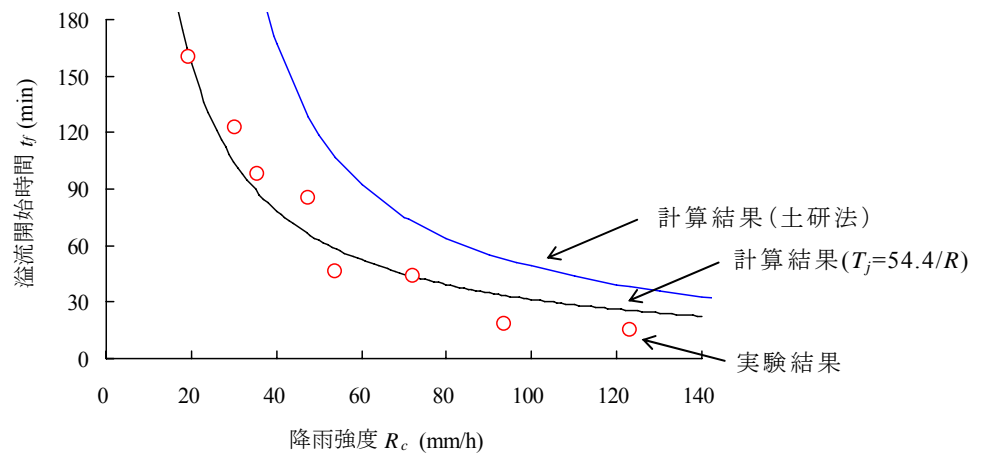


図 3.18 降雨強度 R_c と溢流開始時間 t_f の関係

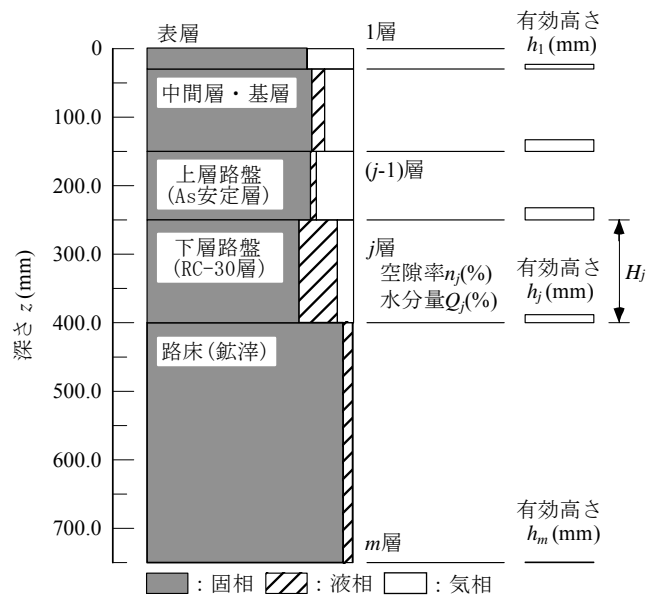


図 3.19 透水性舗装内部のモデル化

表 3.5 各層の有効高さと計算結果

項目	層厚 H (mm)	間隙率 n (%)	初期飽和度 S_{r0} (%)	有効高さ h (mm)	到達時間 T_{rj} (hr)
表層	30.0	22.5	0.0	6.8	$6.8/R_c$
中間層・基層	120.0	20.3	31.5	16.7	$16.7/R_c$
上層路盤	100.0	20.8	13.4	18.0	$18.0/R_c$
下層路盤	150.0	26.5	70.7	11.7	$11.7/R_c$
路床	350.0	5.0	93.3	1.2	$1.2/R_c$

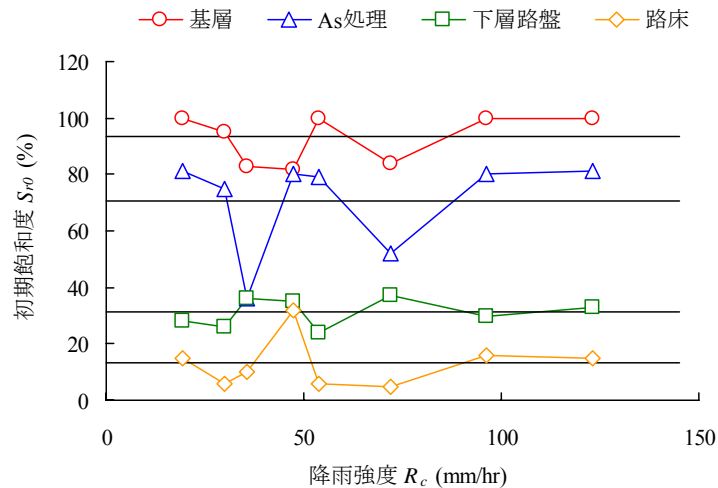


図 3.20 降雨強度 R_c と初期飽和度 S_{r0}

(2) 非定常降雨－浸透型

a) 総降雨量 Q_r に対する水収支

図 3.21 に経過時間 $t(\text{min})$ と Q_r , Q_f , Q_i および Q_s の関係を示し，図 3.22 に溢流量が最大時における水収支を示す．これらの図から，前方集中型は他の降雨波形に比べて多く浸透および貯留していることが分かる．さらに図 3.22 から，中央集中型および後方集中型は類似した傾向を示していることが分かる．

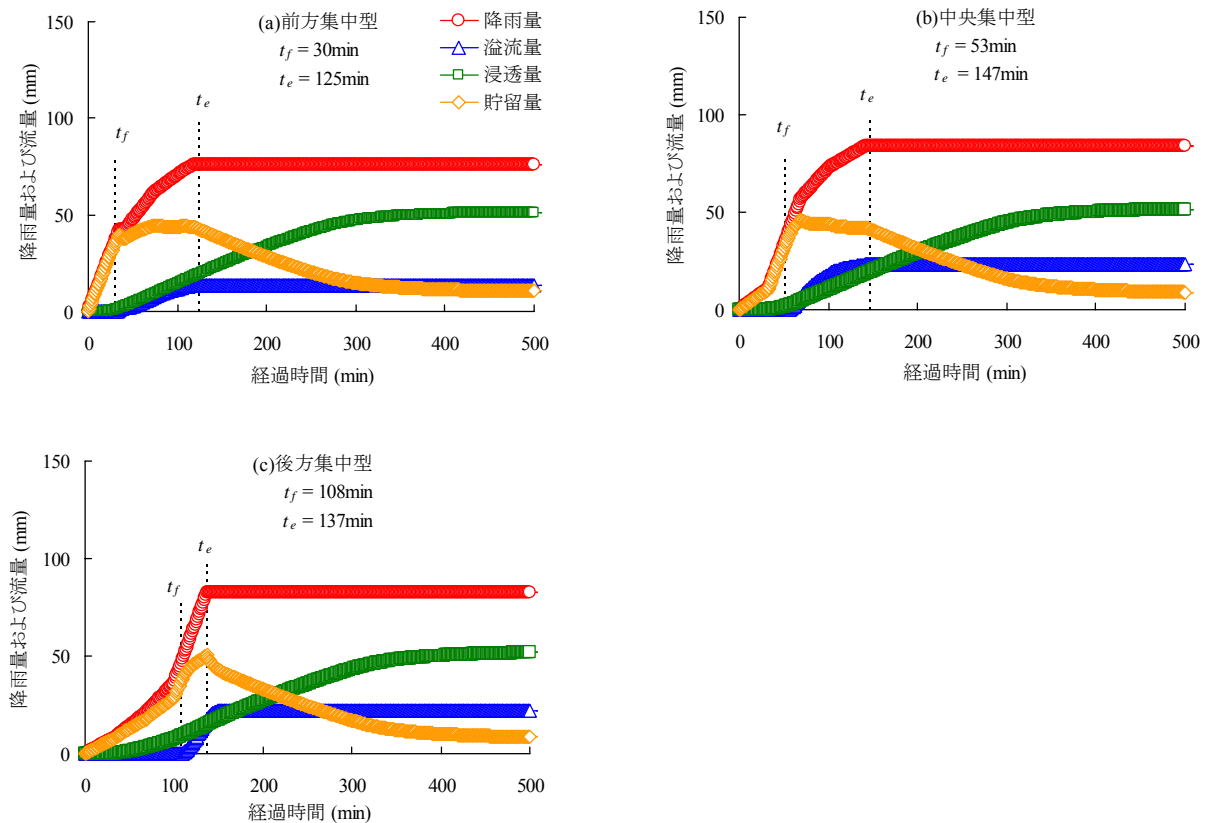


図 3.21 経過時間 t と総降雨量 Q_r ，溢流量 Q_f ，浸透流 Q_i および貯留量 Q_s の関係

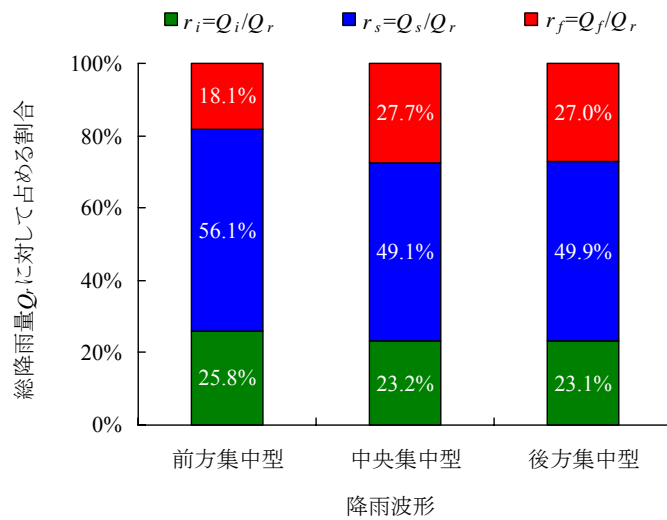


図 3.22 溢流量が最大時における水収支

b) 降雨強度 R_0 に対する水収支

図 3.23 に溢流量 q_f の経時変化を示す. この図からどの降雨波形でも最大降雨強度 r_1 の区間で溢流が発生しているが、溢流量の最大値 q_{fmax} に関して「前方集中型 < 中央集中型 < 後方集中型」となっていることが分かる.

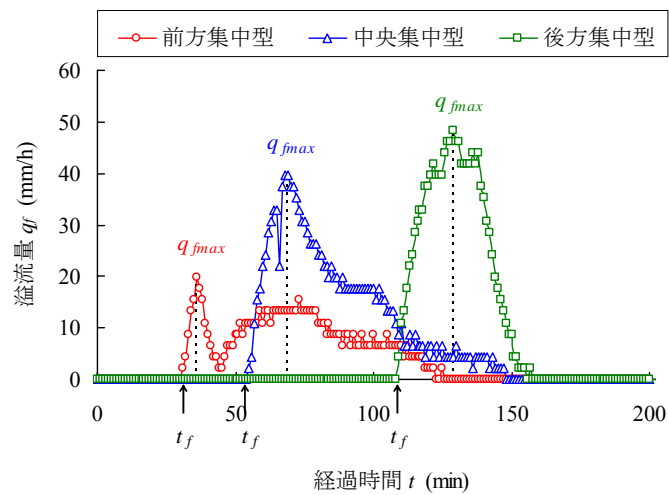


図 3.23 溢流量 q_f の経時変化

以上の a), b) で検討した結果から、総降雨量 Q_r や最大降雨強度 r_1 が同程度であっても降雨波形によって溢流量 q_f や溢流量の最大値 q_{fmax} に差が生じることが分かった. この理由については、3.3.2 で考察を行う.

(3) 定常降雨－貯留型

a) 総降雨量 Q_r に対する水収支

図 3.24 に浸透型の経過時間 $t(\text{min})$ と Q_r , Q_f , Q_i および Q_s の関係を示す. この図からは R_c が強くなるほど溢流開始時間 $t_f(\text{min})$ が早くなることが分かる.

図 3.25 に R_c と散水終了時の Q_r に対する Q_f の割合 $r_f (=Q_f / Q_r)$, および Q_r に対する Q_s の割合 $r_s (=Q_s / Q_r)$ を示す. r_f , r_i とも R_c の強さに関係なくにはほぼ一定値を示しており, 浸透型とは異なった挙動をするものの, 流出量の抑制としては約 40.0% 程度期待できることが分かる.

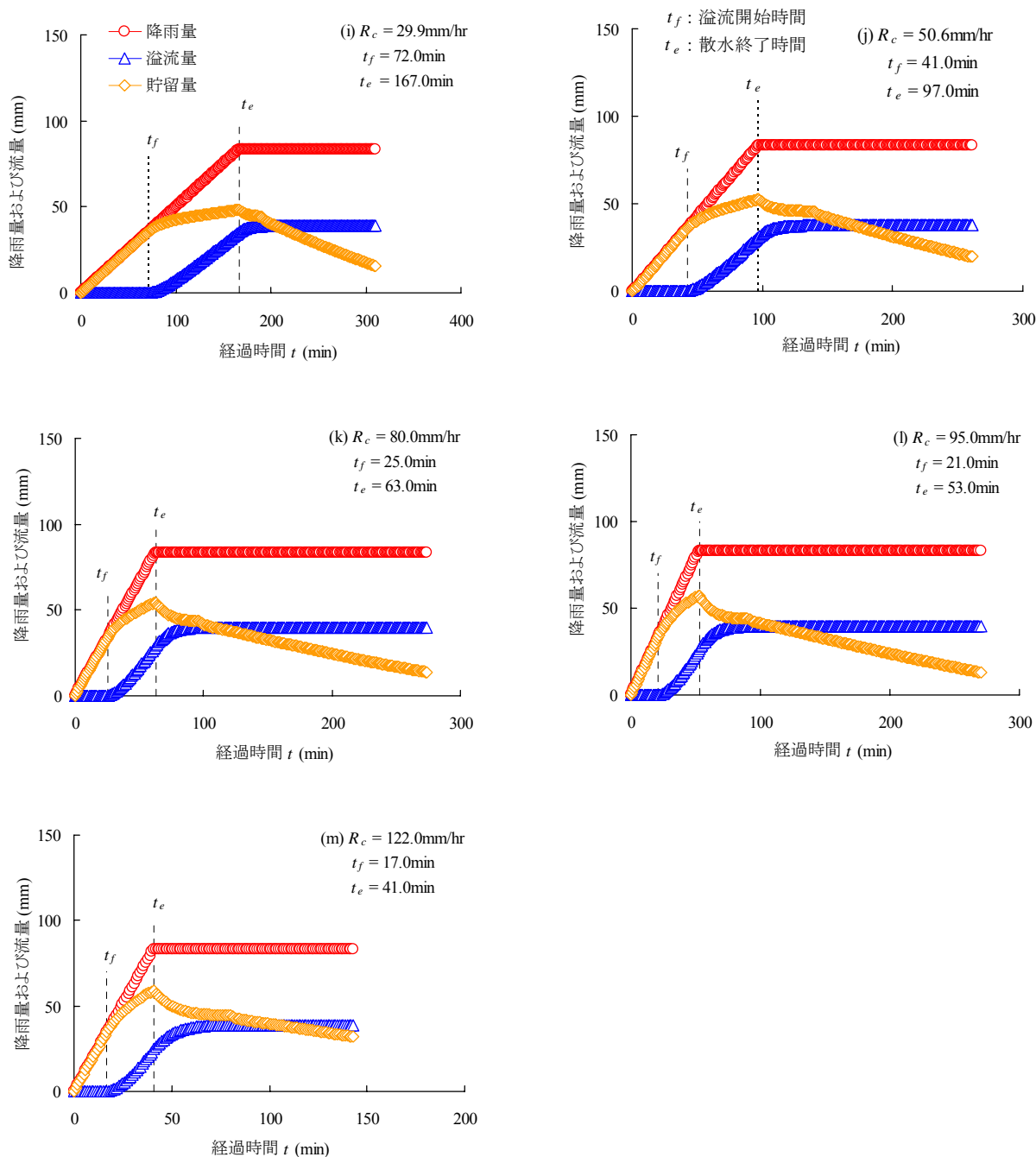


図 3.24 経過時間 t と総降雨量 Q_r , 溢流量 Q_f , および貯留量 Q_s の関係

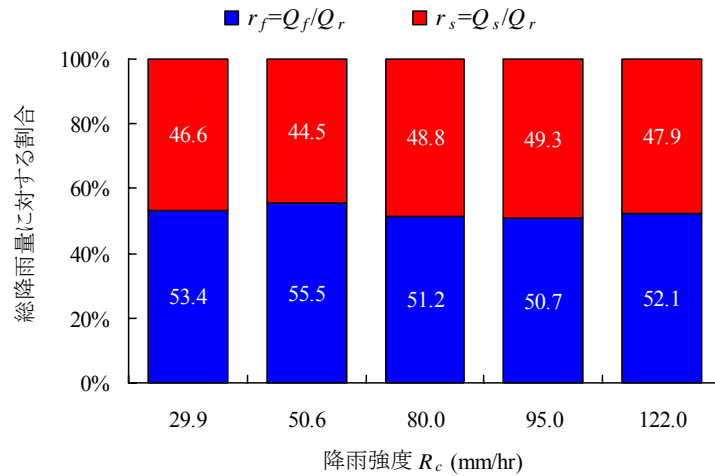


図 3.25 降雨強度 R_c と総降雨量 Q_r に対する溢流量 Q_f 、および貯留量 Q_s の割合

b) 降雨強度 R_c に対する水収支

q_f の経時変化を図 3.26 に示し、 R_c と q_f の最大値 q_{fmax} の関係を図 3.26 に示す。なお、図 3.27 の実線は降雨が 100% 表面排水された場合、すなわち、流出係数が 1 と仮定した場合の溢流量である。図 3.26 からは、 R_c が強くなるほど q_f が大きくなる傾向があることが読み取れ、図 3.27 に示す R_c と の関係から、その関係は原点を通る直線で近似でき、その比は浸透型で約 0.41、貯留型で 0.76 となっている。よって、このことから浸透型で 60.0% 程度、貯留型で 25.0% 程度の流出量が抑制されることがわかる。

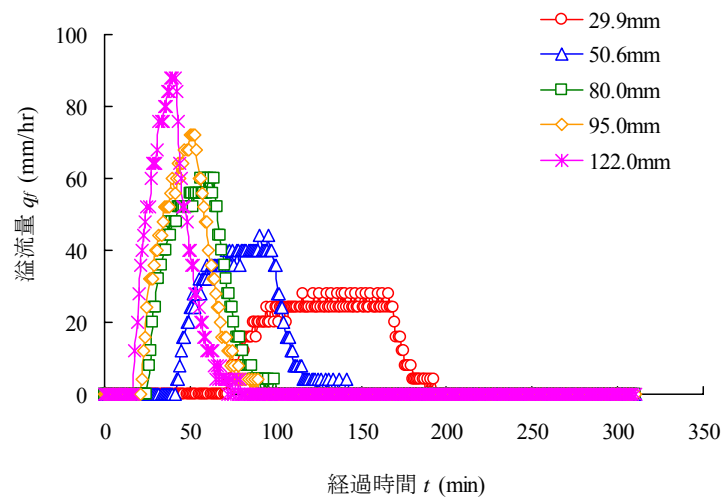


図 3.26 溢流量 q_f の経時変化

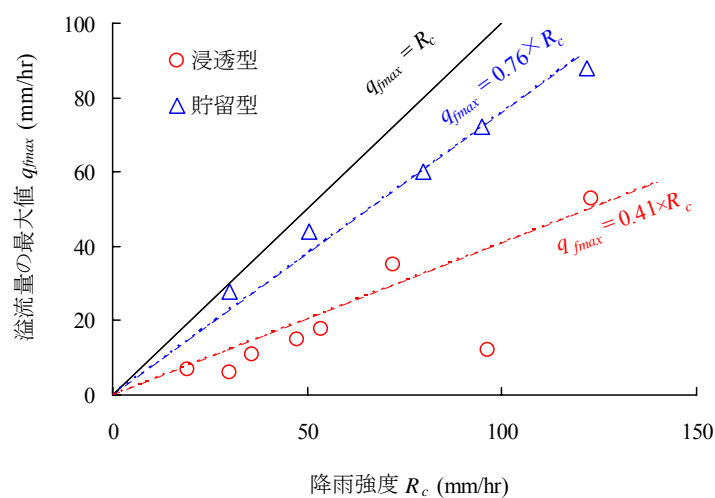


図 3.27 溢流量の最大値 q_{fmax} と降雨強度 R_c の関係

c) 溢流開始時間 t_f

図 3.28 に示す実線は式(3.16)を適用した結果および土研法の結果である．この図からは，土研法は浸透型と同様に実験結果から大きく乖離している．式(3.16)の結果については， R_c がどの降雨強度においても，計算結果の曲線が実験結果を上回ることが確認できる．これについても，浸透型と同様に舗装体の空隙状態や S_{r0} などを的確に求めることにより，溢流開始時間がある程度予測可能であることが分かる．

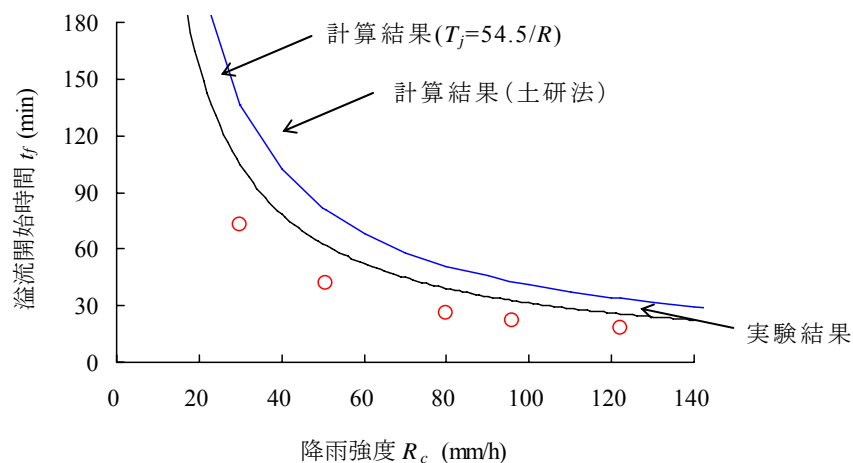


図 3.28 降雨強度 R_c と溢流開始時間 t_f の関係

3.3.2 雨水浸透メカニズム

3.3.1 において，定常降雨では降雨強度の違いにより溢流量が変化し，非定常降雨では総降雨量や最大降雨強度が同程度であっても降雨波形の違いによって溢流量や溢流量の最大値に差が生じることが分かった．そこで，それらの雨水浸透現象を考察し，理由を明らかにする．

(1)定常降雨－浸透型

a) 水位計測結果

ここでは水位管による水位計測結果について議論する．

図 3.29 に浸透型の水位管の経時変化を示す．なお，図中の[1]～[3]は水位管測定開始可能時間 $t_m(\text{min})$ の順番を示している．図 3.29(a)～(f)からわかるように， R_c が弱い場合は下の水位管から順次計測できるのに対し，図 3.29(g)，(h)に示すように， R_c が強い場合は下の水位管から順次測定できるのではなく，水位管(中)（下層路盤底部）よりも水位管(上)（基層底部）が早く測定されている事が分かる．水位管(中)と水位管(上)の測定開始可能時間の時間差 $\Delta t_m(\text{min})$ を図 3.30 に示す．この図から明らかなように， R_c が強まるにつれて Δt_m が短くなり， R_c が 80.0mm/hr 以上では Δt_m が負になっていることから，基層底部の方が t_m は早くなっていることが確認できる．このことは，上層路盤や下層路盤内において二重水面ができている可能性があるかと推察される．

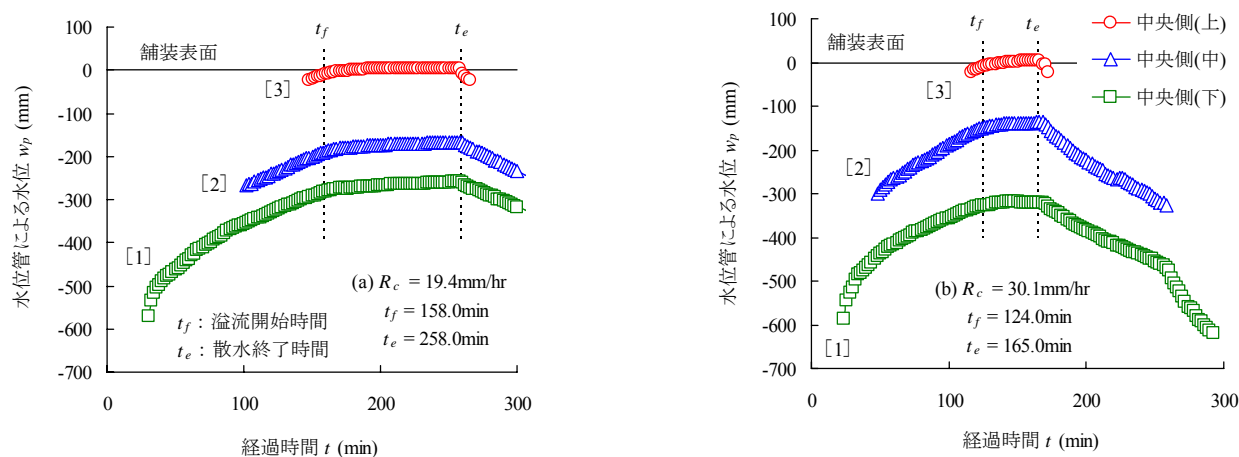


図 3.29 経過時間 t と水位管による水位 w_p の関係

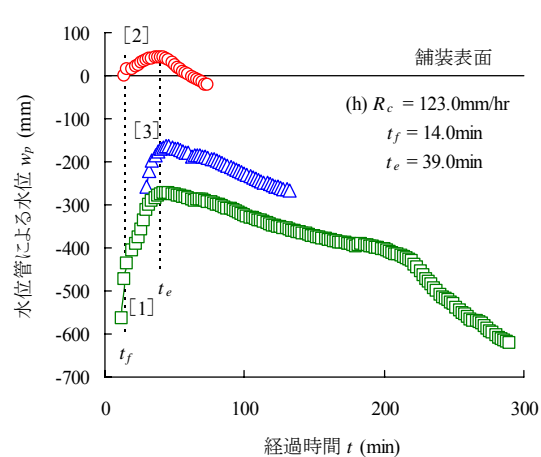
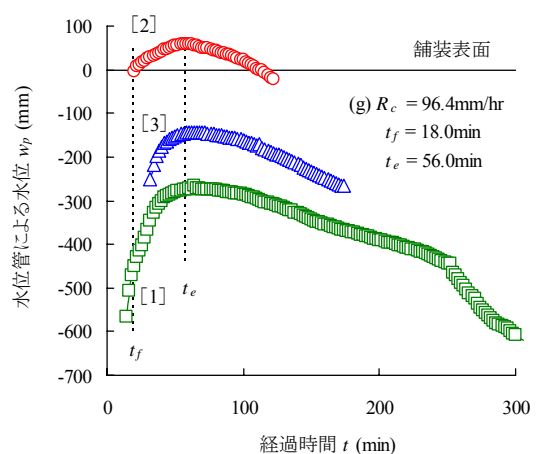
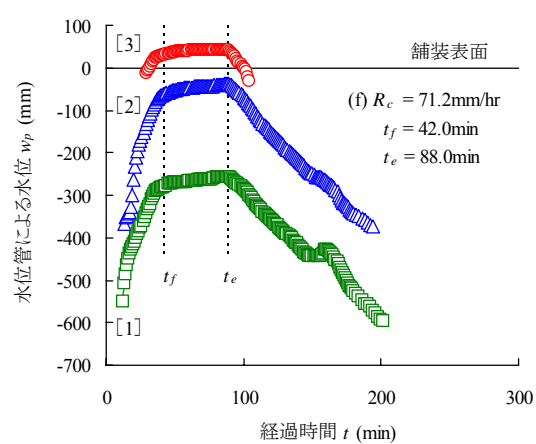
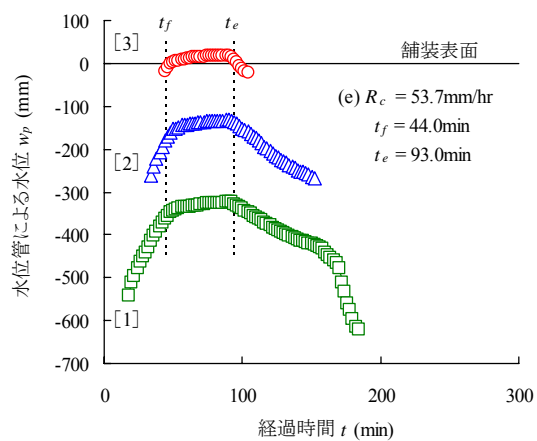
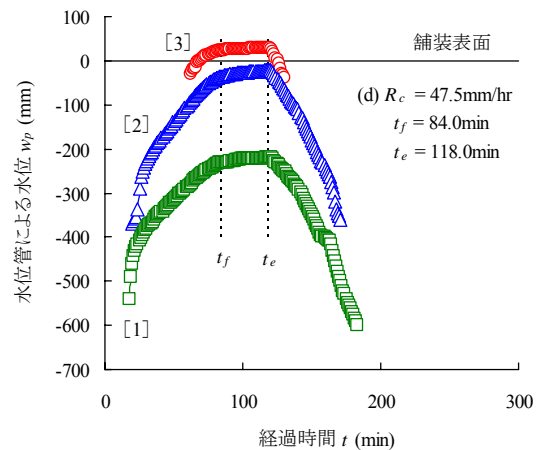
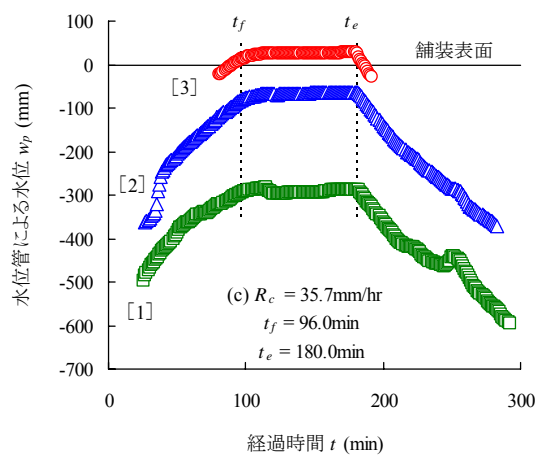


図 3.29 経過時間 t と水位管による水位 w_p の関係

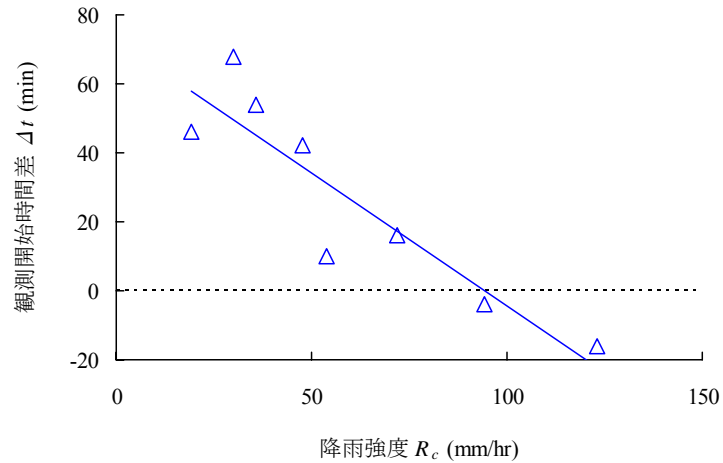


図 3.30 降雨強度 R_c と観測開始可能時間差 Δt

b) 水分量計測結果

ここでは水分量の計測結果について議論する。

図 3.31 に経過時間 t と飽和度 S_r の関係を示す。これらの図からは降雨強度 R_c が強くなるほど水分到達時間 t_r が早くなる傾向があることが分かる。

また図 3.32 に降雨強度 R_c と水分到達時間 t_r の関係から、地表面に近づくほど降雨強度の影響を受けやすいことが分かる。

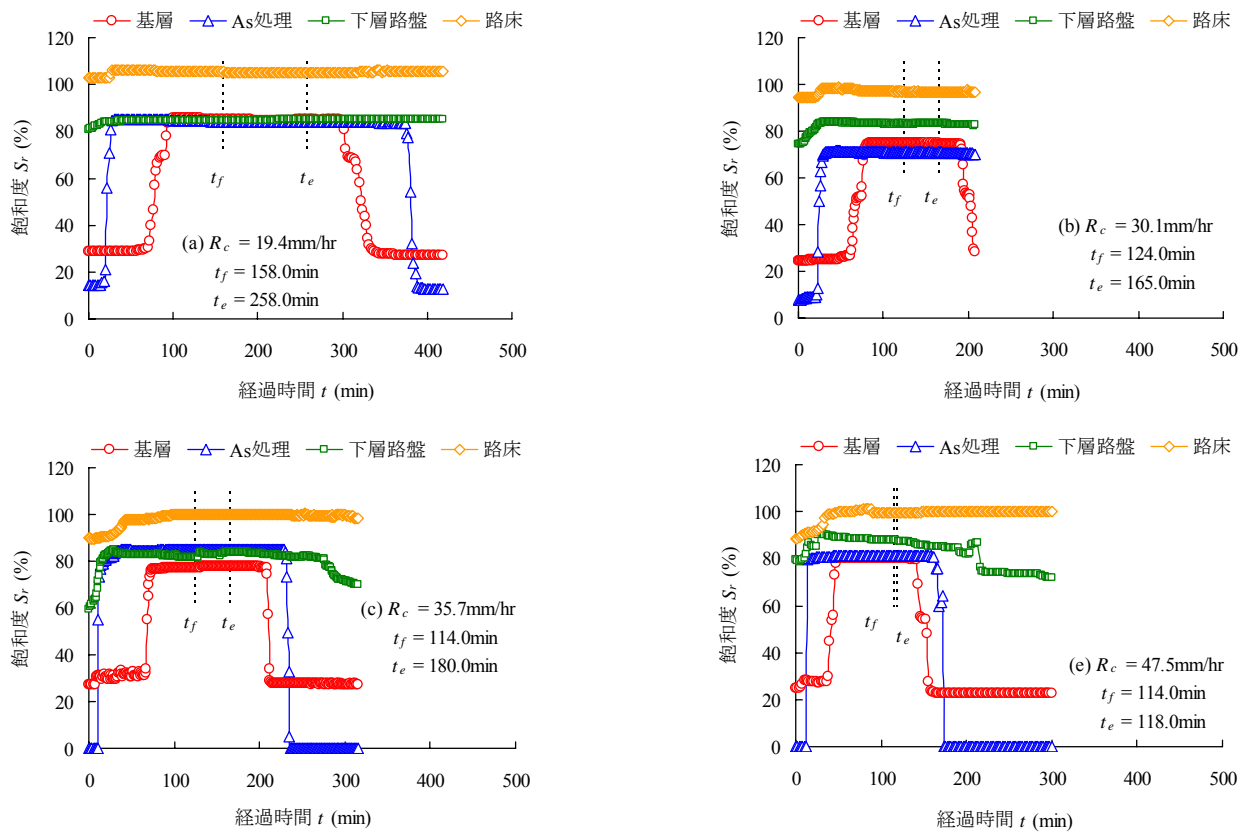


図 3.31 経過時間 t と飽和度 S_r の関係

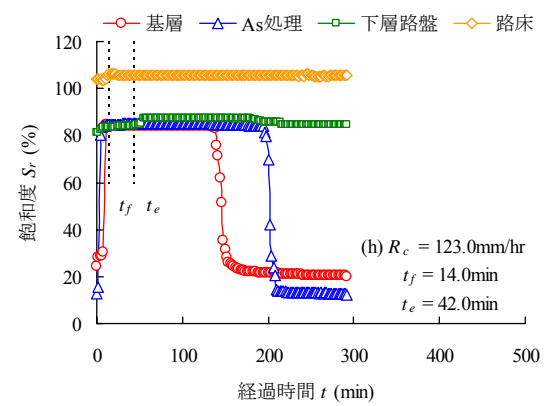
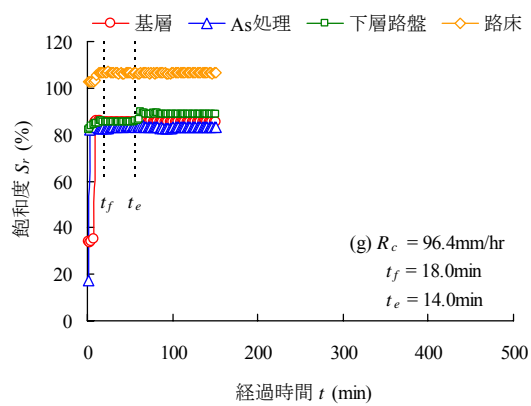
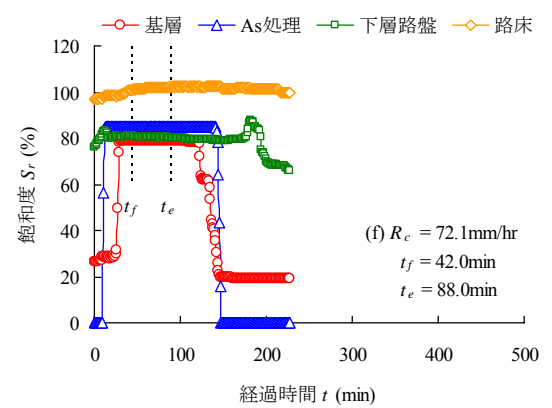
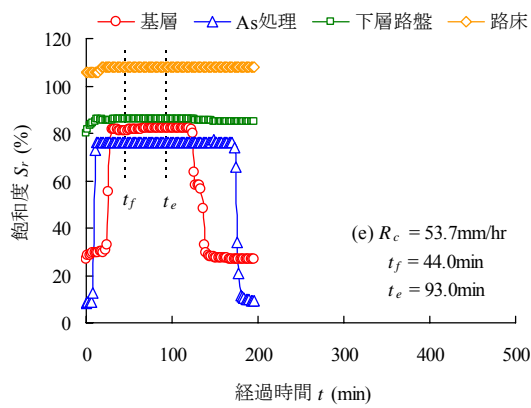


図 3.31 経過時間 t と飽和度 S_r の関係

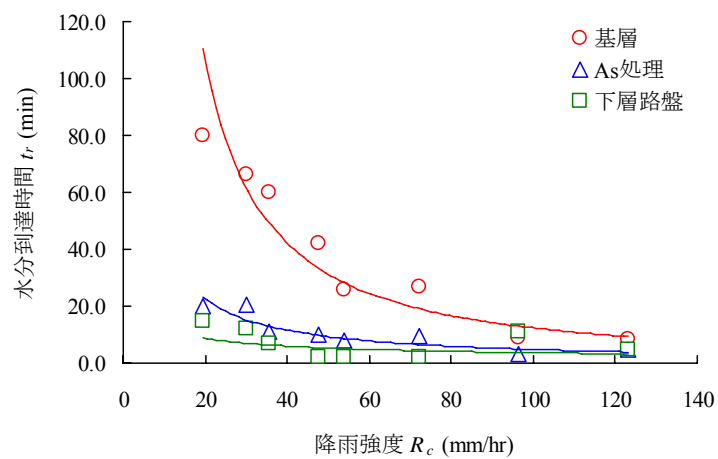


図 3.32 降雨強度 R_c と水分到達時間 t_r の関係

(2)非定常降雨－浸透型

a) 水面発生時間

図 3.33 に水位管の水面発生時間 t_0 を深度方向にとった図を示す．この図から，前方集中型では最大降雨強度 r_1 の間に全ての水位管で水面が発生していることがわかる．また前方集中型において水面が発生する順番に着目すると，水位管(上)と水位管(下)がほぼ同時であり，水位管(中)がわずかであるが水位管(上)と水位管(下)よりも遅れる．従って前方集中型では，水面が舗装底部から順番に上昇するという現象は生じておらず，舗装中央部に不飽和な領域を残したまま舗装上部が飽和する現象が生じていると推察される．

次に中央集中型降雨波形に着目する．図 3.33 より水位管(下)については降雨強度の際に水面が発生しているが，水位管(中)および(上)は最大降雨強度 r_1 の際に水面が発生していることが分かる．よって，最大降雨強度 r_1 の開始時には舗装底部付近は飽和した状態であると考えられる．

後方集中型降雨波形では，降雨強度 r_4 から降雨強度 r_2 までの間に全ての水位管で水面が発生しており，その順番は中央集中型と同様に「水位管(下)＜水位管(中)＜水位管(上)」である．このことから後方集中型では，降雨強度 r_4 から r_2 までの間に水位が底部から舗装表面近くまで上昇し，最大降雨強度 r_1 の際には水位は舗装表面近くまで達している．

以上の水位管の水面発生時間に関する考察から，最大降雨強度 r_1 の開始時 t_{r1} における舗装内の水面位置が前方集中型と中央集中型，後方集中型で異なると推察される．

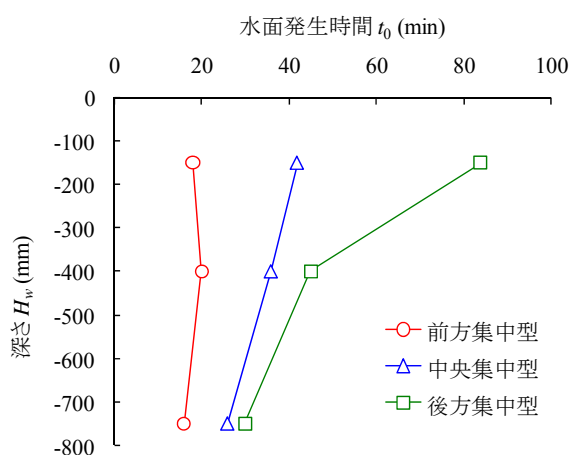


図 3.33 水位管による水面発生時間

b) 間隙水圧

最大降雨開始時 t_{r1} における水位 H_w を図 3.34 に示す．この図から t_{r1} における水位 H_w には「前方集中型＜中央集中型＜後方集中型」という傾向があることが分かる．

次に溢流開始時 t_f における水位 H_w を図 3.35 に示す．この図から，溢流開始時の水位は t_{r1} 時と同様に「前方集中型＜中央集中型＜後方集中型」となっていることがわかる．よって後方集中型では，水位が舗装表面に近い状態で溢流が始まっていると考えられる．一方，中央集中型および前方集中型では水位が 400mm から 500mm で溢流が始まっている．

ここで， t_{r1} から t_f までの水位の上昇量について考える．図 3.36 に t_{r1} から t_f までの水位

の上昇量 $\Delta H_{r1-f}(\text{mm})$ を示す．この図から前方集中型や中央集中型では後方集中型に比べて t_{r1} から t_f までの水位上昇量は大きいことが分かる．なお，CH16 の間隙水圧計に関しては降雨波形によらずほぼ一定となっているが，これは路床と下層路盤との境界部(CH16)が路床中央部(CH13,CH14)よりも位置的に上方に設置されているため水位上昇を計測できていない結果である．

以上の間隙水圧計の計測結果に関する考察から， t_{r1} から t_f までにおいて生じている水面の挙動を検討した結果をまとめると次のようになる．

- 前方集中型および中央集中型波形では， t_{r1} 時の水位が低く最大降雨 r_1 にともなって水位が上昇する．溢流開始は舗装内の水位が 400mm から 500mm の際に発生し，舗装内に不飽和領域を残したまま溢流が発生していると推察される．
- 後方集中型では，最大降雨以前の降雨により t_{r1} 時の水位は 600mm から 700mm と高く， t_{r1} から溢流開始 t_f までの水位上昇量 ΔH_{r1-f} も小さい．また，溢流が始まる際の水位も舗装表面に近く，前方集中型や中央集中型と比較すると溢流開始時の不飽和領域は小さいと推察される．

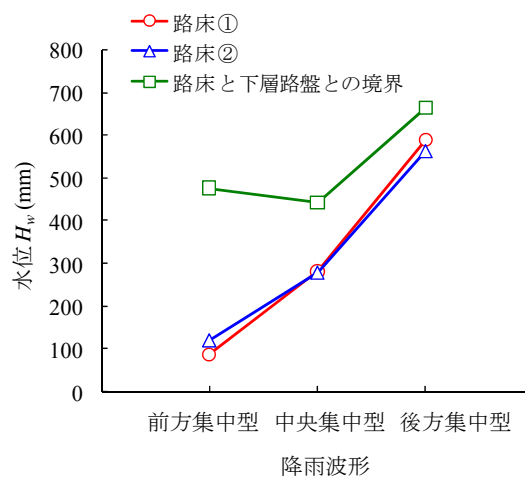


図 3.34 最大降雨開始時 t_{r1} における水位 H_w

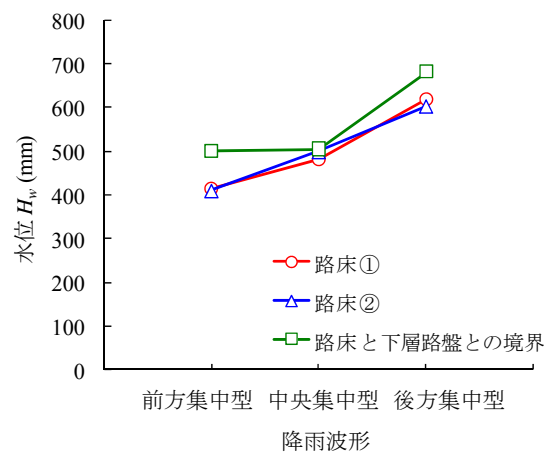


図 3.35 溢流開始時 t_f における水位 H_w

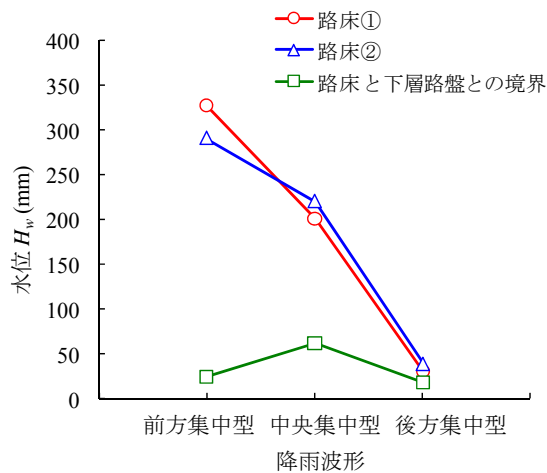


図 3.36 t_{r1} から t_f までの水位の上昇量 ΔH_{r1-f}

c) 貯留量

本項では，転倒柵型流量計から算出した計測値を用いて考察を行う．図 3.37 に最大降雨開始時 t_{r1} および溢流開始時 t_f における貯留量 Q_s を示す．この図から， t_{r1} における貯留量 Q_s は「前方集中型＜中央集中型＜後方集中型」となっていることが分かる．また，溢流開始時 t_f に着目すると前方集中型や中央集中型と比較して後方集中型は舗装内の総間隙量 S_{total} に近い．このことから，溢流開始時における前方集中型と中央集中型の不飽和領域は後方集中型と比較すると大きいと推察される．このことは間隙水圧計から得られた知見と同様である．

次に溢流開始時 t_f から散水終了時 t_e までの貯留量増加量 ΔQ_{f-e} (mm) について考える．図 3.38 に降雨波形に対する ΔQ_{f-e} を示す．このグラフから「前方集中型＞中央集中型＞後方集中型」となっていることが分かる．ここで散水終了時には，図 3.39 に示す間隙水圧計の水位 H が降雨波形によらずほぼ一定であることから舗装内がほぼ飽和であると推察される．従って， ΔQ_{f-e} は溢流量開始時に存在している不飽和領域に相当すると考えられる．ゆえに溢流開始時に存在する不飽和領域の大きさは「前方集中型＞中央集中型＞後方集中型」であり，後方集中型では溢流開始時の不飽和領域は小さいと推察される．

ここで，溢流が発生している間の水収支について考察を行う．図 3.40 に最大降雨強度 r_1 において溢流が発生している時間における溢流量 q_f (mm/hr) と貯留量の増分 q_s (mm/hr) の関係を示す．このグラフから，溢流量が最大値 q_{fmax} となるときの貯留量の増分 q_s は「前方集中型＞中央集中型＞後方集中型」となっている．換言すれば，前方集中型では貯留量の増分が多いため，後方集中型に比較すると溢流量の最大値 q_{fmax} が小さくなっているといえる．

以上から，溢流発生時 t_f における不飽和領域の大きさが「前方集中型＞中央集中型＞後方集中型」となっているため $q_f = q_{fmax}$ となる際の q_s は「前方集中型＞中央集中型＞後方集中型」となると推察される．さらに q_s と q_f の関係を示した図 3.38 より，貯留量の増加量が「前方集中型＞中央集中型＞後方集中型」となっているため，溢流量のピーク q_{fmax} が「前方集中型＜中央集中型＜後方集中型」となると推察される．

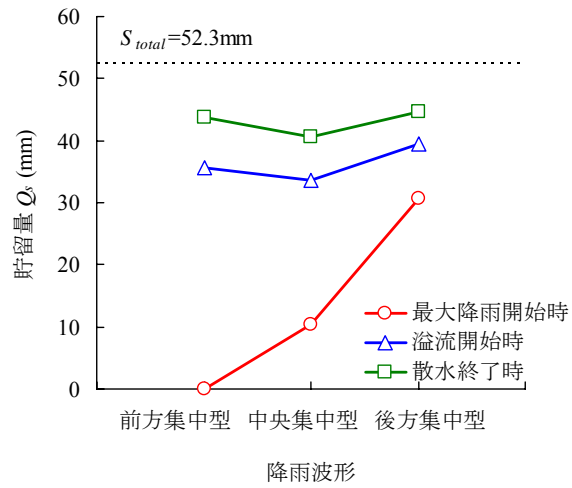


図 3.37 最大降雨開始時 t_{r1} および溢流開始時 t_f における貯留量 Q_s

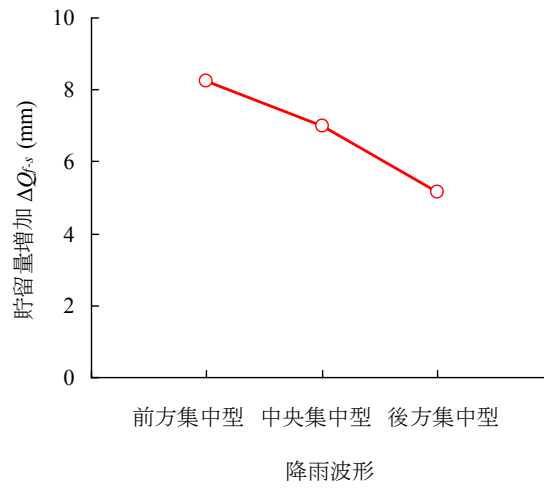


図 3.38 降雨波形に対する ΔQ_{f-e}

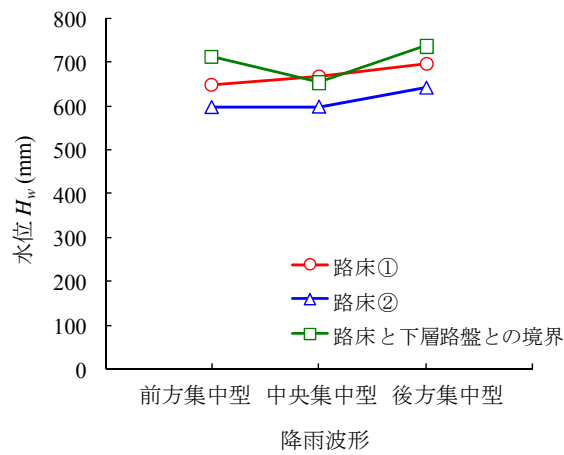


図 3.39 散水終了時 t_e における間隙水圧計の水位 H_w

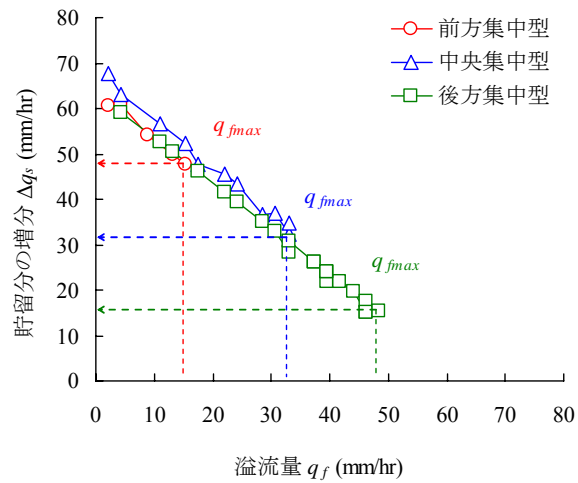


図 3.40 最大降雨強度 r_1 で溢流が発生している時間での溢流量 q_f と貯留量の増分 Δq_s の関係

(3)定常降雨－貯留型

a) 水位計測結果

次に水位管による水位計測結果について議論する。

図 3.41 に水位管の経時変化を示す。なお、図中の[1]～[3]は水位管測定開始可能時間 $t_m(\text{min})$ の順番を示している。図 3.41(i)から分かるように、 R_c が弱い場合は下の水位管から順次計測できるのに対し、図 3.41(j) ～(m)に示すように、 R_c が強い場合は下の水位管から順次測定できるのではなく、水位管(中) (下層路盤底部) よりも水位管(上) (基層底部) が早く測定されていることが分かる。また、浸透型は降雨強度 $R_c=71.2\text{mm/hr}$ まで下の水位管から順次計測できたのに対し、貯留型においては、 $R_c=50.6\text{mm/hr}$ において水位管(下)と水位管(中)が同時に計測され、浸透現象が異なり始めていることが分かる。水位管(中)と水位管(上)の観測開始可能時間の時間差 $\Delta t_m(\text{min})$ を図 3.42 に示す。この図から明らかなように、 R_c が強まるにつれて Δt_m が短くなり、 R_c が 80.0mm/hr 以上では Δt_m が負になっていることから、基層底部の方が Δt_m は早くなっていることが確認できる。このことは、上層路盤や下層路盤内において二重水面ができている可能性があるかと推察される。

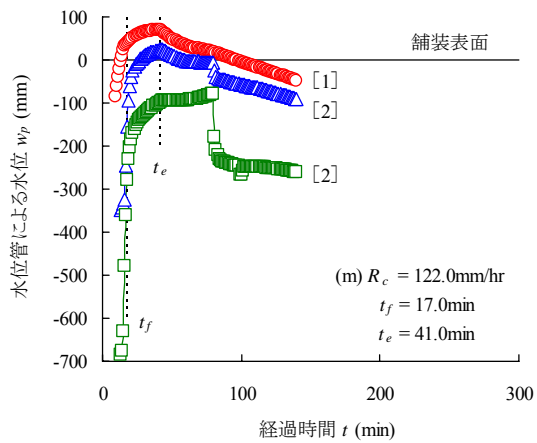
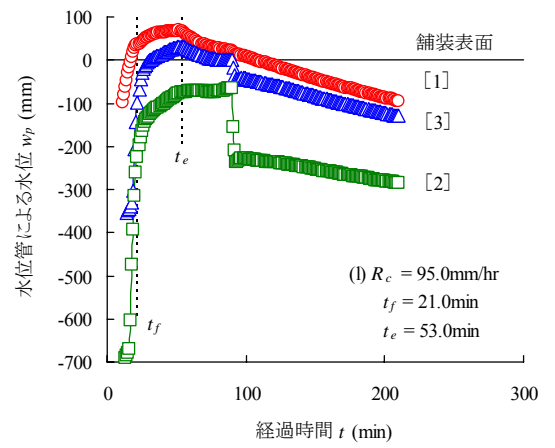
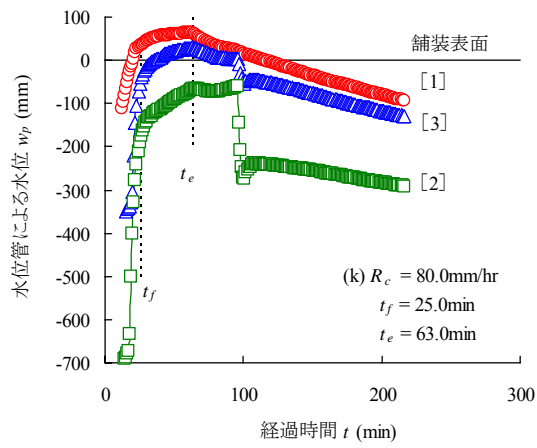
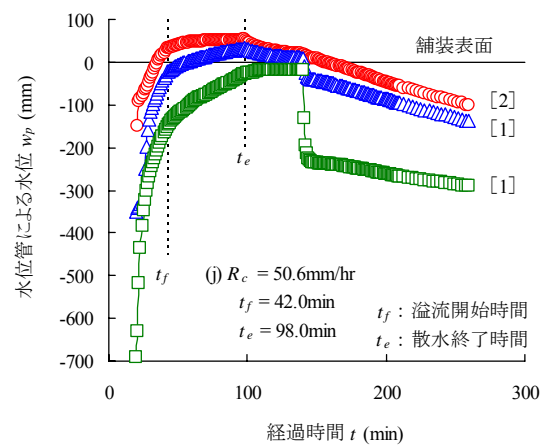
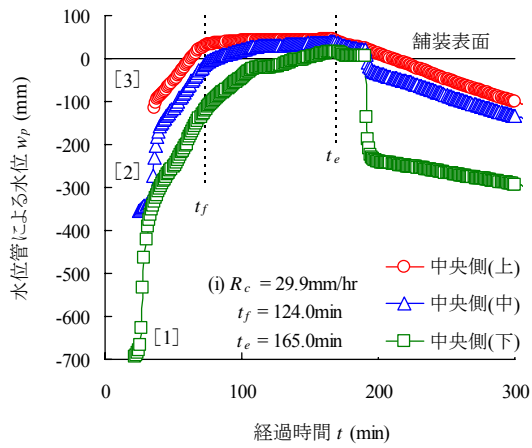


図 3.41 経過時間 t と水位管による水位 w_p の関係

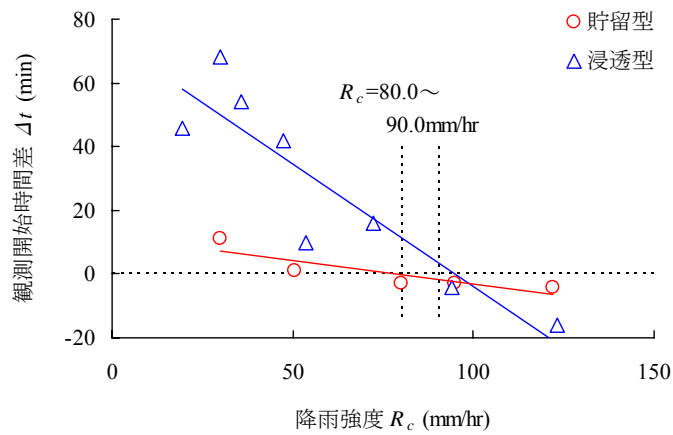


図 3.42 降雨強度 R_c と観測開始可能時間差 Δt

b) 水分量計測結果

ここでは水分量の計測結果について議論する。

図 3.43 に経過時間 t と飽和度 S_r の関係を示す。これらの図からは降雨強度 R_c が強くなるほど水分到達時間 t_r が早くなる傾向があることが分かる。

また図 3.44 に降雨強度 R_c と水分到達時間 t_r の関係から、地表面に近づくほど降雨強度の影響を受けやすいことが分かる。

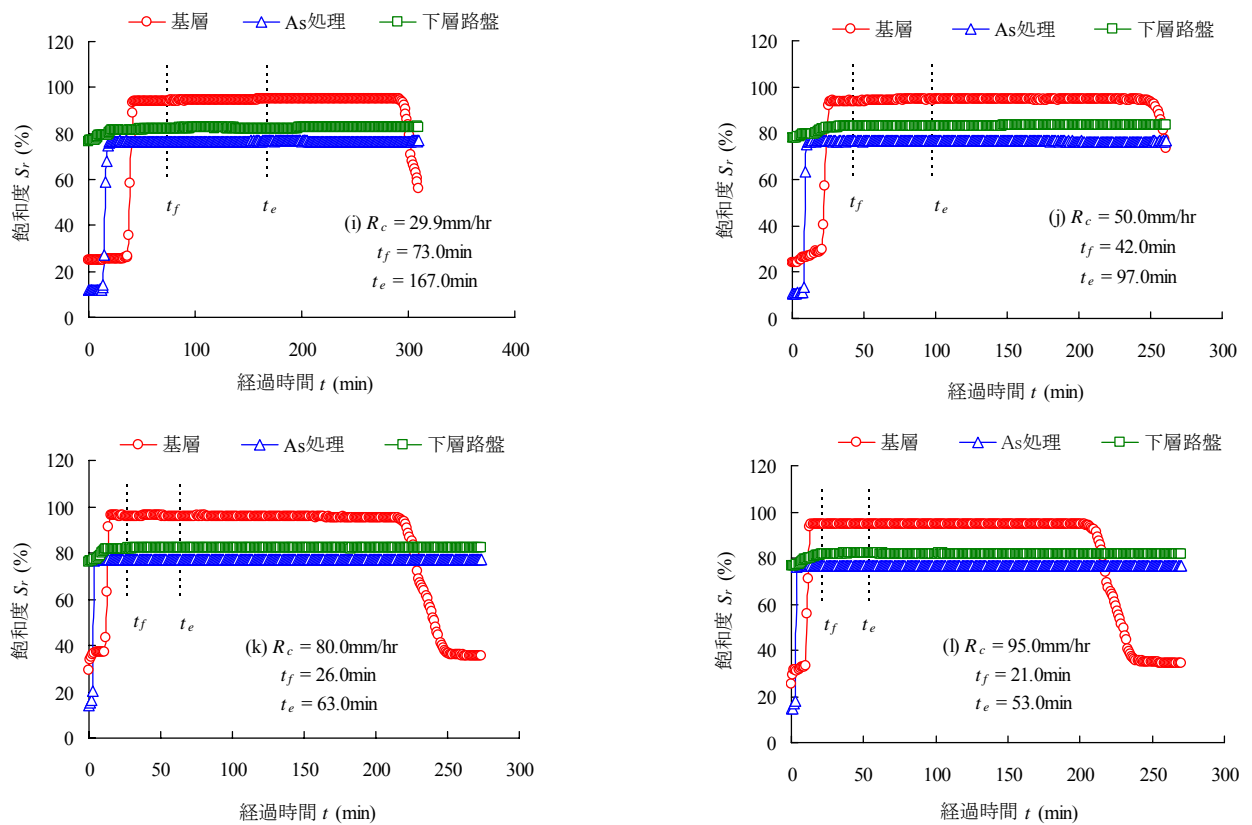


図 3.43 経過時間 t と飽和度 S_r の関係

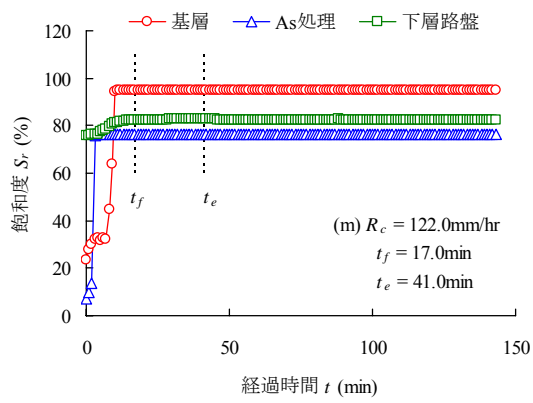


図 3.43 経過時間 t と飽和度 S_r の関係

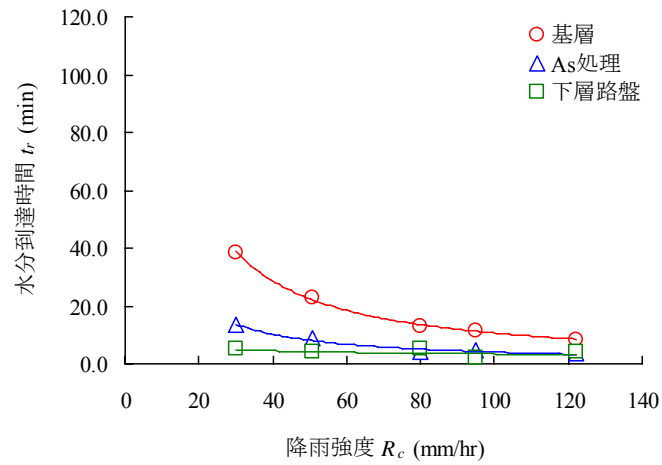


図 3.44 降雨強度 R_c と水分到達時間 t_r の関係

3.4 実路における透水性舗装の水収支

3.3において、モデル舗装を使用して水収支の実験を試みた。このモデルは実路の舗装構造を再現しているものの、あくまで理想化されたものである。したがって、実路での水収支を測定するには、実路に実験ヤードを構築し、実験を行う必要がある。そこで、軽交通道路を対象とした現在建設中の第二京阪道路の副道に試験ヤードを構築し、実路での実験を行った。

(1) 第二京阪道路での実験

平成 20 年 3 月に第二京阪道路寝屋地区の副道に試験施工された透水性舗装の雨水流出抑制性能を評価することにする。第二京阪道路は、京都と大阪を結ぶ延長約 28.3km の道路で、6 車線の自動車専用道路と 2～4 車線の一般道路からなる一般国道 1 号のバイパスの役割を有し、特に、自動車専用道路の両脇に植栽帯、副道や自転車歩行者道からなる幅員約 20m の環境施設帯を設置するなど沿道環境への環境対策と共に、周辺環境との調和をも目指した道路である。

a) 試験施工概要

施工規模を図 3.45、舗装構造を図 3.46 に示す。道路幅員は 4.5m で下層路盤に使用した材料の違いで 2 工区に分けた。クラッシュランを使用した工区を C-40 工区、再生クラッシュランを使用した工区を RC-40 工区とした。また、現地が縦断方向に山型になっていることより、頂上を工区の境界とし、図中左側を C-40 工区、図中右側を RC-40 工区とした。使用材料および現地路床土の性状を表 3.6～3.8、図 3.47～3.49 に示す。

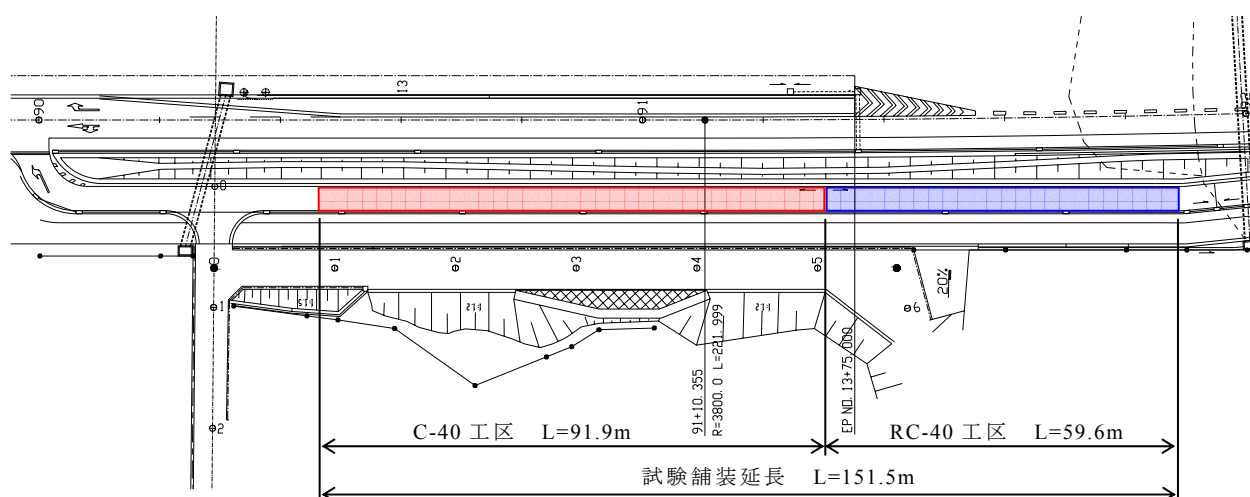
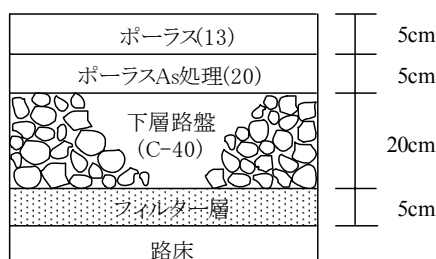
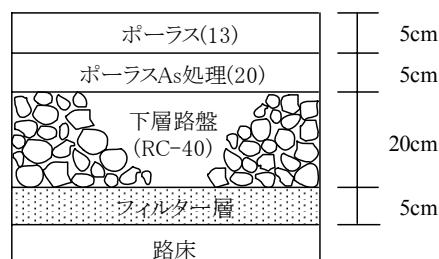


図 3.45 試験施工平面図



(a) C-40 工区



(b) RC-40 工区

図 3.46 試験舗装構造図

表 3.6 ポーラスアスファルト混合物の基本性状

項 目		ポーラス(13)	ポーラスAs処理(20)
骨材配合率 (%)	5号砕石	—	25.0
	6号砕石	86.5	53.0
	7号砕石	—	10.0
	スクリーニングス	—	—
	細砂	8.5	7.0
	石粉	5.0	5.0
アスファルト量 (%)		4.9	4.0
使用アスファルト		ポリマー改質アスファルトH型	
通過質量百分率 (%)	26.5mm	—	100.0
	19	100.0	96.5
	13.2	95.8	74.2
	9.5	58.2	49.5
	4.75	15.6	23.1
	2.36	14.3	14.0
	1.18	—	—
	0.6	10.7	10.5
	0.3	7.4	7.8
	0.15	5.5	6.1
混合物の性状	密度 (g/cm ³)	1.992	1.996
	理論密度 (g/cm ³)	2.484	2.495
	空隙率 (%)	19.8	19.8
	安定度 (kN)	5.4	5.9
	フロー値 (1/100cm)	36.0	32.0
	残留安定度 (%)	96.3	91.5
	DS (回/mm)	7,292	7,875

表 3.7 粒状路盤材の基本性状

項 目		クラッシュラン (C-40)	再生クラッシュラン (RC-40)
通過質量百分率 (%)	37.5mm	100.0	100.0
	31.5	99.7	100.0
	26.5	—	—
	19	79.4	80.0
	13.2	—	—
	4.75	29.2	37.8
	2.36	19.1	23.5
	0.425	—	—
	0.075	3.3	2.3
骨材の性状	表乾比重	2.660	2.440
	吸水率 (%)	1.64	5.11
	PI	NP	NP
	最大乾燥密度 (g/cm ³)	2.310	1.960
	最適含水比 (%)	6.6	11.0
	修正CBR (%)	90.4	127.4

表 3.8 フィルター砂の基本性状

通過質量百分率 (%)	9.5mm	100.0
	4.75	98.0
	2.5	32.4
	0.6	32.0
	0.3	12.0
	0.15	2.0
骨材の性状	砂の種類	海砂
	表乾比重 (g/cm ³)	2.530
	吸水率 (%)	1.90
	PI	NP

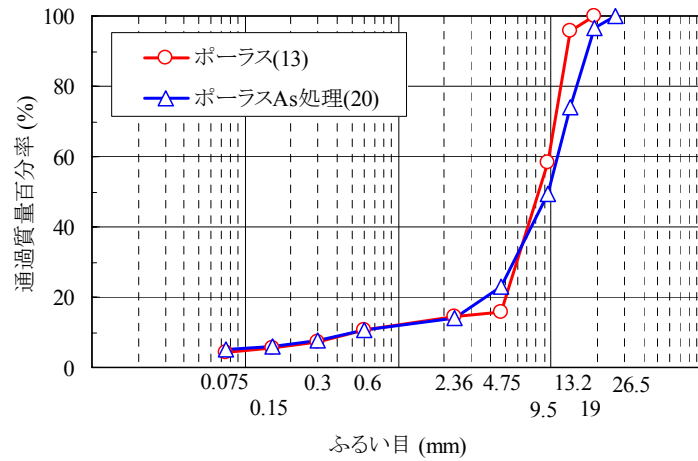
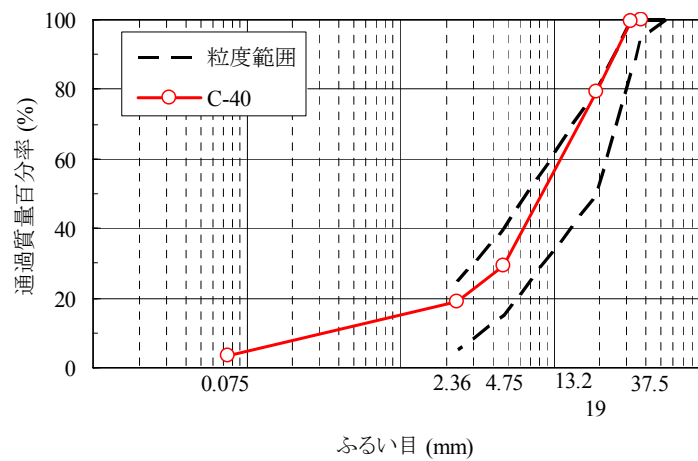
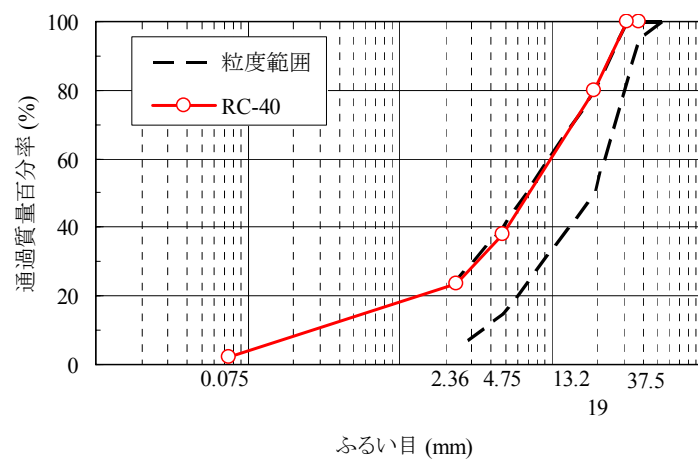


図 3.47 ポーラスアスファルト混合物の合成粒度



(a) クラッシュラン (C-40)



(b) 再生クラッシュラン (RC-40)

図 3.48 粒状路盤材の粒度曲線

表 3.9 路床土の基本性状

項 目		第二京阪道路		
		路床①	路床②	路床③
通過質量百分率 (%)	53mm	—	100.0	100.0
	37.5	100.0	89.9	94.5
	26.5	94.6	88.5	86.8
	19	90.4	84.5	82.7
	9.5	69.8	75.7	73.8
	4.75	49.5	67.6	65.1
	2	30.0	56.2	52.7
	0.85	16.2	43.1	38.7
	0.425	8.9	28.0	24.1
	0.25	7.5	21.5	18.6
	0.106	6.1	17.3	15.7
	0.075	6.0	16.6	15.2
混合物の性状	自然含水比 (%)	—	—	—
	室内CBR (%)	136.1	27.6	48.4
	均等係数 U_c	—	—	—
	曲率係数 U'_c	—	—	—
	液性限界 (%)	42.9	37.5	43.1
	塑性限界 (%)	25.3	24.3	25.2
	PI	17.6	13.2	17.9
	土の分類名	細粒分混じり砂質礫	細粒分質砂質礫	細粒分質砂質礫
	分類記号名	GS-F	GFS	GFS
	土粒子の密度 (g/cm ³)	2.622	2.628	2.621
	最大乾燥密度 (g/cm ³)	2.062	1.938	1.857

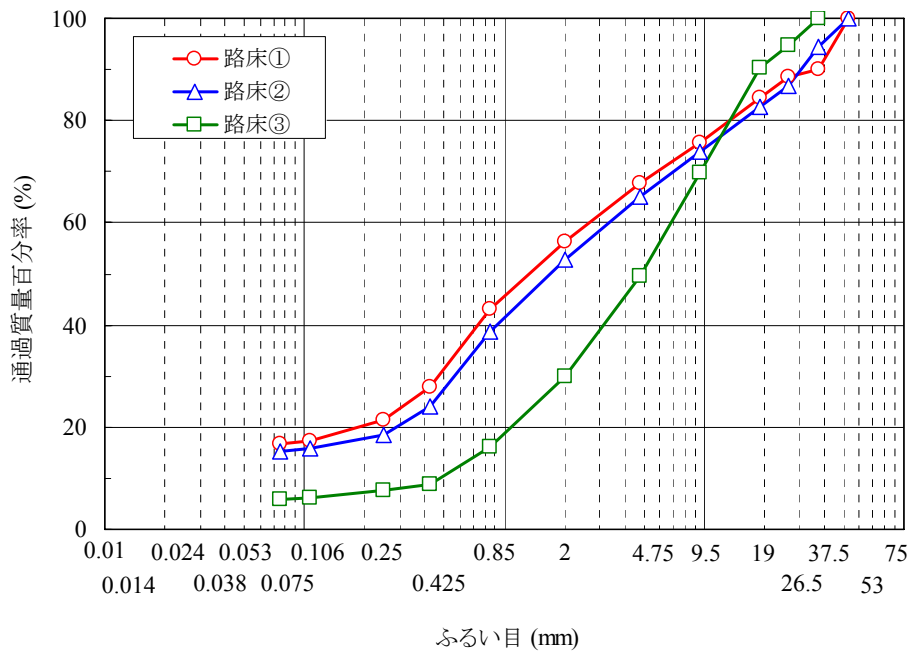


図 3.49 路床土の粒度曲線

b) 実験概要

試験箇所を図 3.50 に、散水装置を図 3.51 にそれぞれ示す。縦断方向の両端および各工区の勾配最下部の横断方向に遮水壁を設け、浸透した雨水が縦方向のみに移動するような構造とした。

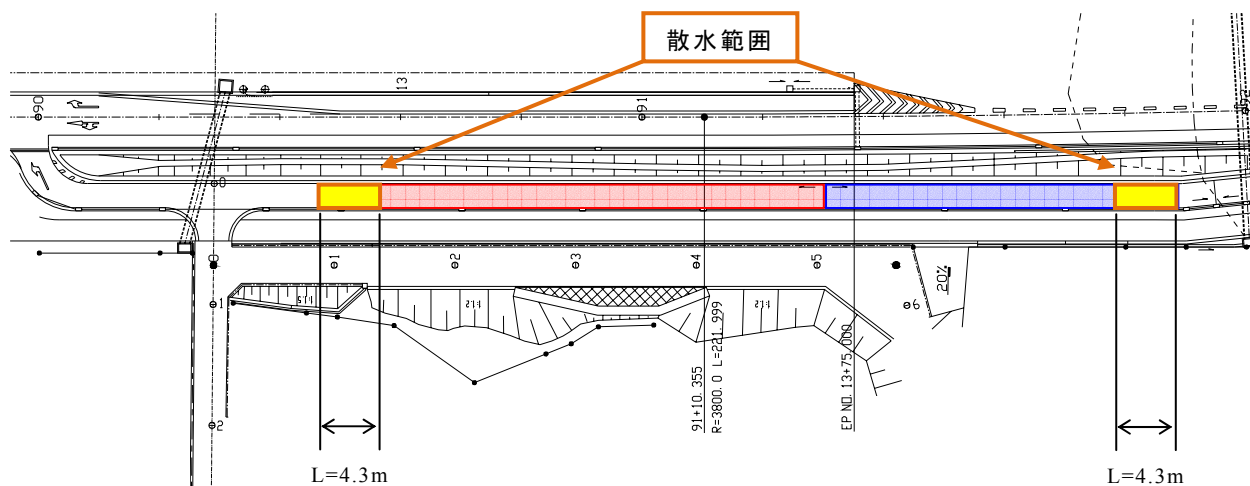


図 3.50 試験箇所

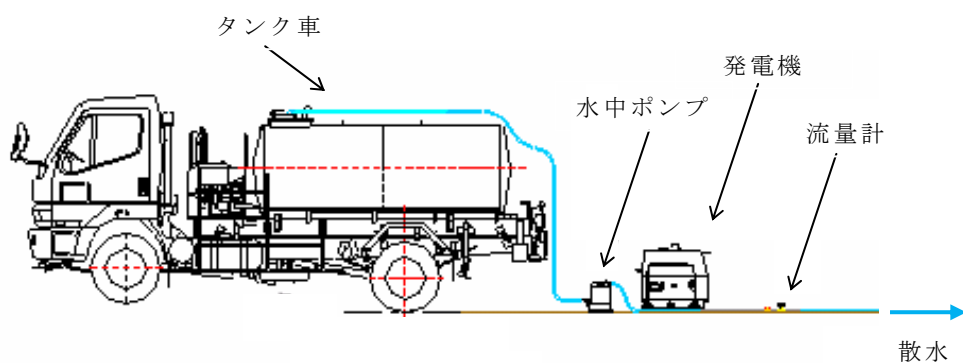


図 3.51 散水装置



写真 3.6 散水状況

c) 実験方法

実験方法の詳細を以下に示す.

- ① 調査ヤードは散水量の容量, 散水装置等の関係から, $W4.5m \times L4.3m = 19.35m^2$ とする.
- ② タンク車に所定の数量以上の水 ($2m^3$) を準備する (数量根拠は次ページ参照).
- ③ 溢流量が一定になるか, もしくは所定の散水量 ($1.52m^3$) に達するまで散水範囲 (図 3.50) に散水する.

散水は図 3.51 に示すような装置で行う. 散水量を時間 50mm とし, 人力で散水範囲全体に散水する. (縦断勾配が大きいので, 勾配下側に撒きすぎないように注意する)

- ④ 溢流した水を最下流側の集水桝に集め (図 3.52), その量を所定の時間ごとに測定する.
- ⑤ 降雨量と表面流出水の関係から浸透量を算定する.

勾配下側には横断方向に止水壁 (ゴム粘土等を利用) を設置し, 舗装表面を流下してくる雨水を勾配最下側の集水桝へ導く.

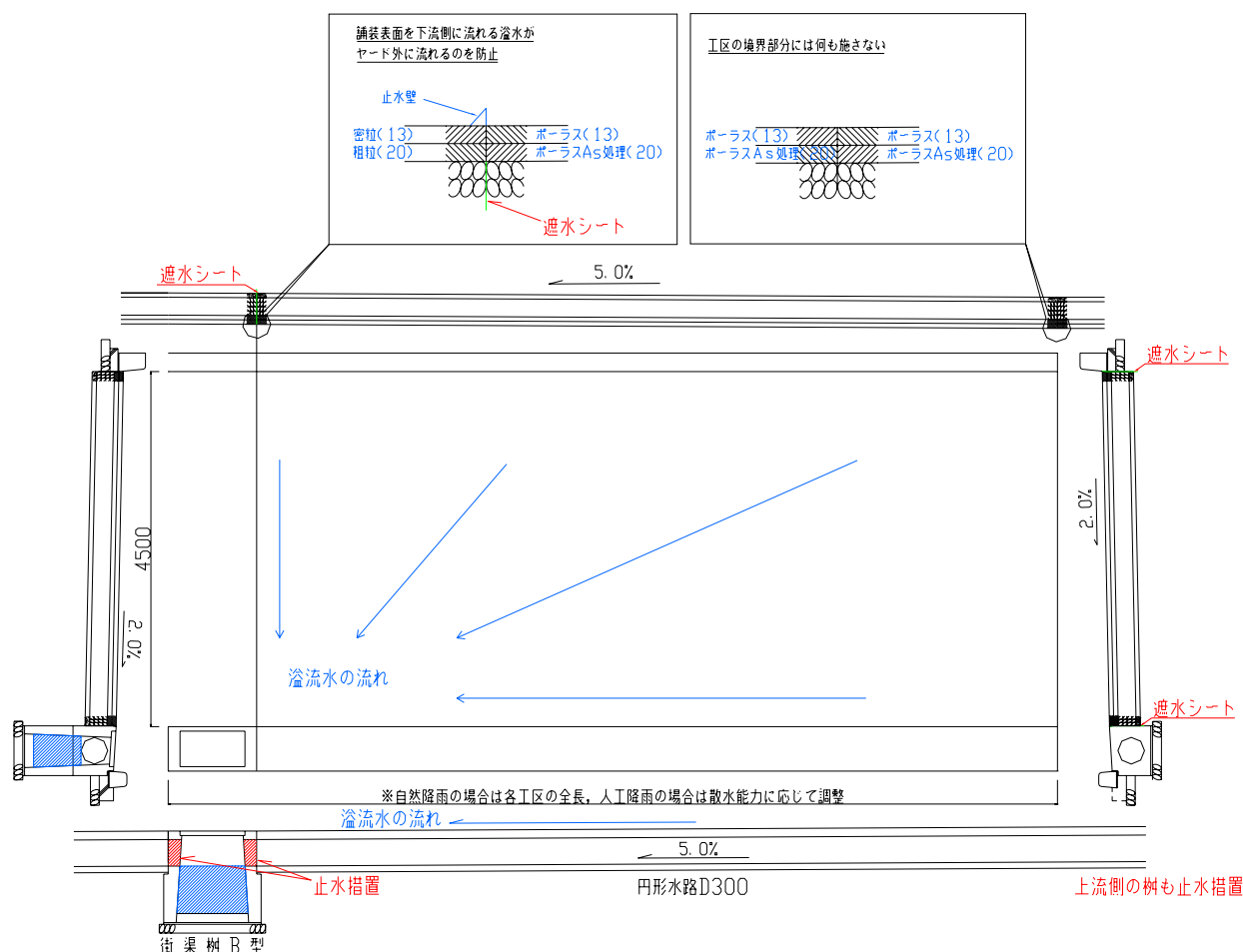


図 3.52 調査ヤード

<理論貯水量計算>（参考文献）財団法人先端建設技術センター：環境に配慮した舗装構造 設計・施工・維持管理要領（案），2003）

・舗装構成

表層 : ポーラス(13) t=50mm
 アスファルト安定処理 : ポーラス As 処理(20) t=50mm
 下層路盤 : C-40 t=200mm
 フィルター層 : 細目砂 t=50mm

・散水範囲（ $W4.5m \times L4.3m = 19.35m^2$ ）

表層 : $19.35m^2 \times 0.05m \times 0.2$ （空隙率） = $0.19 m^3$
 アスファルト安定処理 : $19.35m^2 \times 0.05m \times 0.2$ （空隙率） = $0.19 m^3$
 下層路盤 : $19.35m^2 \times 0.20m \times 0.18$ （"） = $0.70 m^3$
 フィルター層 : $19.35m^2 \times 0.05m \times 0.45$ （"） = $0.44 m^3$
 合計 = $1.52 m^3$

(2) 実験結果

図 3.53, 3.54 に散水実験結果を示す. 溢流開始時間は C-40 工区が散水開始から 38 分後, RC-40 工区は 30 分後であり, C-40 工区の方が雨水流出時間を遅延できると考えられる. また, 降雨強度 50mm/hr に対し, C-40 工区は約 60%抑制している. 一方, RC-40 工区は約 40%程度しか抑制できないことが確認できた.

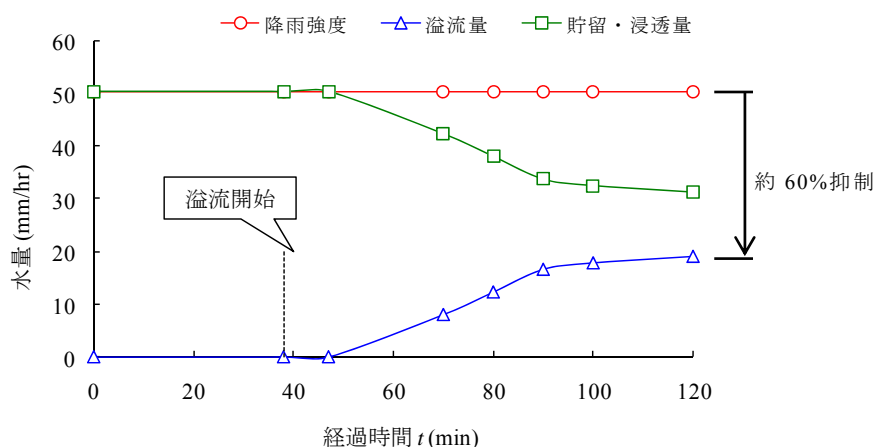


図 3.53 降雨強度 50mm/hr の散水実験結果（C-40 工区）

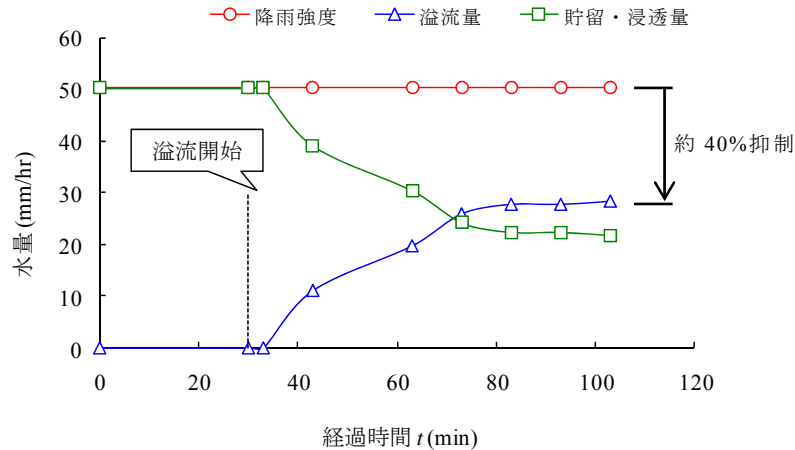


図 3.54 降雨強度 50mm/hr の散水実験結果（RC-40 工区）

3.5 結 言

本章では、モデル舗装で降雨条件を変えて散水実験を行い、浸透メカニズムを検証した。また実路においても水収支の実験を行った。以下に検討の結果得られた知見をまとめる。

- ① 本モデル舗装での散水実験の結果から、降雨強度が強くなるほど、溢流量が多くなるとともに、溢流開始時間が早くなることが分かった。また、雨水流出抑制効果に関しては、透水性舗装は少なくとも降雨量の約 60.0%の流出量が抑制されるという結果が得られた。しかし、第二京阪道路での実路実験の結果から、粒状路盤材にクラッシュランを使用した場合は約 60.0%の流出抑制効果が見られたものの、再生クラッシュランの場合は、約 40.0%程度の効果しか見られず、粒状路盤材の材料の違いが洪水抑制効果に与える影響が大きいことが分かった。したがって、透水性舗装を設計する際、特に粒状路盤材の選定の留意する必要がある。
- ② 舗装体を一種のプールと仮定し、簡単なモデル化を行うことで透水性舗装の浸透現象をある程度説明することができた。この結果から、降雨強度と溢流開始時間には直角双曲線的な関係があり、また降雨強度の強さによって浸透現象が異なる可能性があることが分かった。したがって、透水性舗装の雨水流出抑制効果を試算する際には降雨条件や降雨時間によってその効果が異なることを把握する必要がある。
- ③ 定常降雨では、降雨強度が 80～90mm/hr 以上になると、舗装体内に空気の層すなわち二重水面が生じていることが分かった。また非定常降雨では、総降雨量や最大降雨強度が同程度であっても、降雨波形によって溢流量や溢流量の最大値に差が生じることが分かった。この理由としては、最大降雨強度の開始時における不飽和領域の大きさの条件が違っていることが影響していると考えられる。このことから、溢流量は降雨強度のみならず、舗装内の飽和度の状態にも影響を受けると推察される。したがって、透水性舗装の雨水浸透・貯留効果を評価するためには、舗装体内の不飽和の状態を考慮しなければならない。

第3章の参考文献

- 1) 鎌田修，久保和幸：「特定都市河川浸水被害対策法」と「道路路面雨水処理マニュアル（案）」について，舗装，Vol.41，No.2，pp.8-12，2006.
- 2) 財団法人雨水貯留浸透技術協会：雨水利用ハンドブック，山海堂，pp.199，1998.

第4章 不飽和浸透特性を考慮した雨水流出抑制効果の検証

4.1 緒言

前章において、実物大のモデル舗装を使用し、様々な条件で実験を行い、透水性舗装の雨水浸透挙動について検討を行った。その結果、環境負荷軽減効果が確認できたが、一方、降雨強度が強い場合や、近年多発している集中豪雨のような雨が降り始めに集中している場合などにおいて、不飽和領域が舗装体内に存在した状態で表面流出が生じることが分かった。また、現在の透水性舗装の設計法は、上記の不飽和に関するメカニズムについては考慮されていない。したがって、不飽和浸透現象を考慮して透水性舗装の雨水流出抑制効果を評価する場合、その効果算定に大きく影響を与える可能性がある。不飽和浸透特性は水の浸透挙動に大きく影響するため、この特性を把握しなければならない。また飽和－不飽和浸透解析を行う場合には、各材料の水分保持特性、および不飽和透水係数が必要となる。既往の研究においては、粗粒材を対象とした研究¹⁾は行われているが、舗装材料を対象とした研究は実施されていない。

そこで本章では、透水性舗装の透水性を定量的に評価するため、透水性舗装を構成する透水性舗装各層の水分保持特性と、飽和－不飽和透水係数を測定した。また、本研究で検討してきた気液二相流解析プログラム「NEWTON22」を使用し、他の解析方法や実路実験の結果と比較した。さらに大阪基準降雨を使用し、第二京阪道路に試験施工された透水性舗装の雨水流出抑制効果のシミュレーションを行った。

4.2 透水性舗装各層に対する飽和－不飽和透水係数および水分保持特性試験

(1) 飽和－不飽和透水試験

a) 使用材料

本研究で使用したアスファルト混合物の性状を表 4.1、粒状路盤材の性状を表 4.2、路床の性状を表 4.3 にそれぞれ示す。アスファルト混合物は表層用の混合物として、骨材最大粒径が 13mm で、空隙率が 20%のポーラスアスファルト混合物（以下、ポーラス(13)）、また、基層・中間層用として骨材最大粒径 20mm で空隙率 20%のポーラスアスファルト混合物（以下、ポーラス(20)）を基本とした。骨材の最大粒径の違いによる影響を比較するために、最大粒径 8mm で空隙率 20%の供試体（以下、ポーラス(8)）を作製した。その他、空隙率の違いによる性状の違いを検討するため、上記のポーラス(13)の目標空隙率が 20%であるのに対し、目標空隙率が 17%および 24%を作製し、それぞれをポーラス(13)-17、ポーラス(13)-24 と呼ぶこととした。図 4.1, 4.2 にそれぞれの粒度を示す。

粒状路盤材は下層路盤を想定し、クラッシャラン（C-40）および再生クラッシャラン（RC-40）を使用し、粒度は舗装設計施工指針²⁾および舗装再生便覧³⁾で規定されている粒度範囲内で上方粒度・中央粒度・下方粒度とした。その粒度を図 4.3 に示す。

路床について実路を想定し、透水性舗装が試験施工が計画されている第二京阪寝屋川地

区の現地の試料を採取し，現場密度試験結果をもとに室内にて模擬した．それぞれの粒度を図 4.4 に示す．

表 4.1 使用材料（ポーラスアスファルト混合物）

項 目		ポーラス(13) ポーラス(13)-20	ポーラス(20)	ポーラス(8)	ポーラス(13)-17	ポーラス(13)-24
骨材配合率 (%)	5号砕石	—	25.0	—	—	—
	6号砕石	86.5	53.0	82.0 (8-5mm)	81.5	87.0
	7号砕石	—	10.0	—	—	—
	スクリーニングス	—	—	—	—	—
	細砂	8.5	7.0	13.0	13.5	8.0
	石粉	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
アスファルト量(%)		4.9	4.0	5.2	5.2	4.2
使用アスファルト		ポリマー改質アスファルトH型				
通過質量百分率 (%)	26.5mm	—	100.0	—	—	—
	19	100.0	96.5	—	100.0	100.0
	13.2	95.8	74.2	—	96.1	96.2
	9.5	58.2	49.5	100.0	60.6	67.7
	4.75	15.6	23.1	31.2	20.5	15.0
	2.36	14.3	14.0	17.9	19.0	12.9
	1.18	—	—	—	—	—
	0.6	10.7	10.5	16.2	14.1	5.0
	0.3	7.4	7.8	14.0	8.8	5.0
	0.15	5.5	6.1	6.4	5.8	4.8
混合物の性状	0.075	4.3	4.9	4.1	4.5	3.9
	密度(g/cm ³)	1.992	1.996	1.995	2.057	1.908
	理論密度(g/cm ³)	2.484	2.495	2.494	2.474	2.511
	空隙率(%)	19.8	19.8	19.2	16.9	24.0
	安定度(kN)	5.4	5.9	5.9	8.0	7.1
	フロー値(1/100cm)	36.0	32.0	36.5	49.0	96.5
	残留安定度(%)	96.3	91.5	—	86.0	—
	DS(回/mm)	7,292	7,875	5,489	9,000	7,000

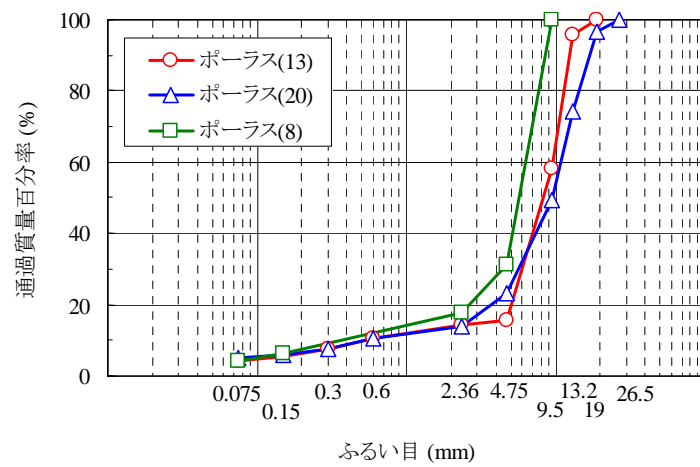


図 4.1 ポーラスアスファルト混合物の合成粒度（最大骨材粒径を変化）

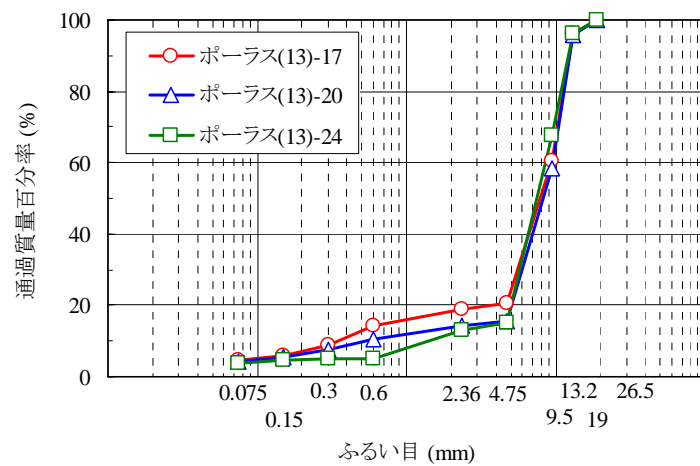
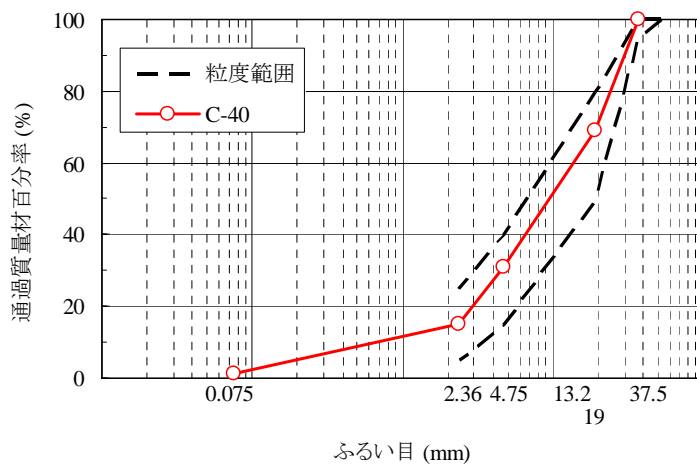


図 4.2 ポーラスアスファルト混合物の合成粒度（空隙率を変化）

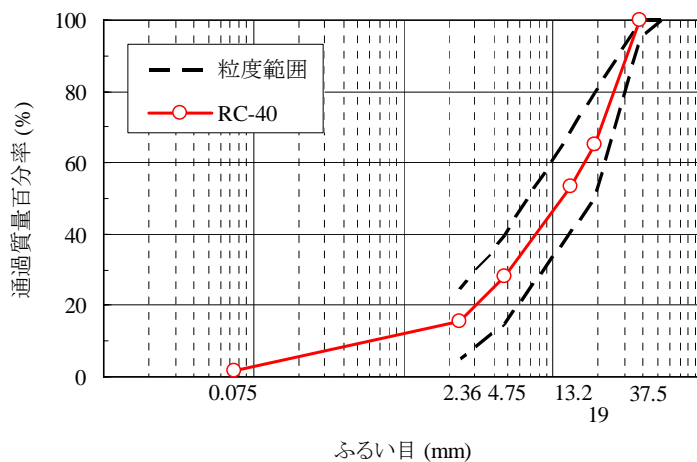
表 4.2 粒状路盤材の基本性状

項 目		クラッシャラン (C-40) 中央粒度	再生クラッシャラン (RC-40) 中央粒度
通過質量百分率 (%)	37.5mm	100.0	100.0
	31.5	100	100
	26.5	90.8	—
	19	68.9	65.1
	13.2	49.0	53.3
	4.75	31.1	28.2
	2.36	15.1	15.5
	0.425	—	—
	0.075	1.2	1.5
骨材の性状	表乾比重(g/cm^3)	2.646	2.402
	吸水率(%)	0.804	5.810
	PI	NP	NP
	最大乾燥密度(g/cm^3)	2.064	1.863
	最適含水比(%)	2.0	8.8
	修正CBR(%)※	111.9	124.6

※締固め度100%の実験値を示す



(a) クラッシャラン (C-40)



(b) 再生クラッシャラン (RC-40)

図 4.3 粒状路盤材の粒度曲線

表 4.3 路床土の基本性状（表 3.7 の再記）

項 目		第二京阪道路		
		路床①	路床②	路床③
通過質量百分率 (%)	53mm	—	100.0	100.0
	37.5	100.0	89.9	94.5
	26.5	94.6	88.5	86.8
	19	90.4	84.5	82.7
	9.5	69.8	75.7	73.8
	4.75	49.5	67.6	65.1
	2	30.0	56.2	52.7
	0.85	16.2	43.1	38.7
	0.425	8.9	28.0	24.1
	0.25	7.5	21.5	18.6
	0.106	6.1	17.3	15.7
	0.075	6.0	16.6	15.2
路床土の性状	自然含水比(%)	—	—	—
	室内CBR(%)	136.1	27.6	48.4
	均等係数 U_c	—	—	—
	曲率係数 U'_c	—	—	—
	液性限界(%)	42.9	37.5	43.1
	塑性限界(%)	25.3	24.3	25.2
	PI	17.6	13.2	17.9
	土の分類名	細粒分混じり砂質礫	細粒分質砂質礫	細粒分質砂質礫
	分類記号名	GS-F	GFS	GFS
	土粒子の密度(g/cm^3)	2.622	2.628	2.621
	最大乾燥密度(g/cm^3)	2.062	1.938	1.857

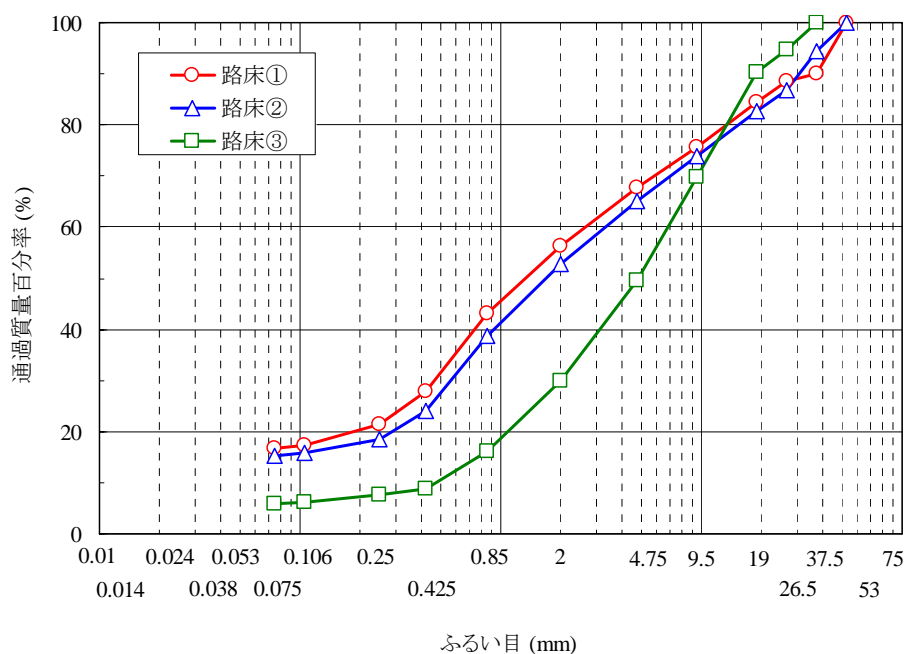


図 4.4 路床土の粒度曲線（図 3.48 の再記）

b) 計測の原理¹⁾

本研究で使用した試験装置は、鉛直一次元カラムの上部から一定流量の水を供給し、定常時の供試体質量から体積含水率を、流出流量から不飽和透水係数を求めるというフラックス制御法を用いたものである。

フラックス制御法とは、定常時の土中水のマトリックポテンシャルと水フラックス（定常時の単位体積当たりの流出流量）、不飽和透水係数の間にダルシー則が成り立つものとする考え方である。また、フラックス制御法は不飽和状態で土中を流れる水の流束が、土中の水分量や土中水のマトリックポテンシャルと関連していることに着目している。ヒステリシスを考えなければ、定常状態で流れる水の流束の大小により土中水のマトリックポテンシャルが決まることに着目し、マトリックポテンシャルと不飽和透水係数を求めるものである。また、フラックス制御法は、大きな水フラックスを与えることが可能であり、不飽和透水係数の大きな試料の測定に適している⁴⁾ため、高い透水性を有するポーラスアスファルト混合物の測定に適していると考えた。

一定流量を供試体上部に与える鉛直一次元カラムの試験から不飽和透水係数を測定するために、次のような考え方をを用いた。一定量の水を供試体上面に供給して定常状態になると、供試体全体が給水流量に応じて一様な θ になると考える。このような鉛直一次元浸透の基礎的は式(4.1)で表される。

$$q = k_{wu}(\theta_n) \cdot A \cdot \{ \partial(\phi_s / \gamma_w) / \partial z + 1 \} \quad (4.1)$$

ここに、 q ：定常時の単位体積当たりの流出流量 (m³/sec)

$k_{wu}(\theta_n)$ ：不飽和透水係数 (m/sec)

θ_n ：定常時の体積含水率 (%)

A ：供試体断面積 (m²)

ϕ_s ：土中水のポテンシャル (kPa)

γ_w ：土中水の単位体積重量 (kN/m³)

定常状態では、供試体内の θ がほぼ一定となるため、 $\partial(\phi_s / \gamma_w) / \partial z \doteq 0$ になると考えると、不飽和透水係数は式(4.2)で求められる。また、 θ は供試体質量の変化と体積から式(4.3)で求められる。

$$k_{wu}(\theta_n) \doteq q / A \quad (4.2)$$

$$\theta_n = (m_i - m_0) / V \cdot \rho_w \quad (4.3)$$

ここに、 m_i ：定常時の供試体質量 (kg)

m_0 ：供試体の乾燥質量 (kg)

V ：供試体体積 (m³)

ρ_w ：水の密度 (kg/m³)

なお、マトリックポテンシャルは、土壌粒子が水分子を引きつける力の強弱を示している。マトリックポテンシャルが大きいほど保水性が高いことを示す。

c) 試験装置および供試体作製方法

試験装置は工藤らの実験方法¹⁾を参考に図 4.5, 4.6 に示すようなものを使用した。一定流量を供給するため、給水装置としてマリOTT瓶を用いた。また、給水ノズルを用い供試体断面に均等に給水できる構造とした。

ポーラスアスファルト混合物の供試体の作製は、所定の寸法および空隙率を確保するため、ジャイレトリーコンパクタを使用して $\phi 150 \times h150$ の供試体を作製し、試験装置に設置した。作製条件は舗装調査・試験法便覧〔第3分冊〕B007、ジャイレトリー試験機によるアスファルト混合物の締固め試験方法⁵⁾に準拠した。粒状路盤材は、舗装調査・試験法便覧の修正 CBR 試験方法⁶⁾に準拠して作製し、寸法は $\phi 150 \times h125$ とした。ポーラスアスファルト混合物とは異なり、供試体作製後に試験装置に設置すると崩壊するため、図 4.5 に示す試験モールド内で作製し、試験を実施した。路床土は現場の状況を模擬するため、現場試験結果をもとに現場密度と同様になるように作製した。供試体作製の際、突固めは3層に分けて行った。

また、試験モールドは作製した供試体の設置を容易にするため、縦方向に二つ割りのモールドとした。

d) 試験手順

以下の手順で実施した。

- ①各供試体を規定の方法で作製し、完全に乾燥させる。ポーラスアスファルト混合物は室内常温で1日、粒状路盤材は110℃で1日乾燥させる。
- ②電子秤に底水槽および供試体を設置した後、底水槽に水を張り、試験開始時の総質量を計測する。
- ③供試体上面にマリOTT瓶から一定流量の水を供給し、供試体質量および流出流量の経時変化を計測する。
- ④供試体質量および流出流量が一定になった時点で、式(4.2)、式(4.3)により不飽和透水係数 k_{wu} および体積含水率 θ を算出する。
- ⑤マリOTT瓶の給水流量を増加させ、供試体上面に水面が形成されるまで③、④を繰り返す。
- ⑥計測を一度終了し、カラムの上部および底水槽を図 4.6 に示すような飽和透水試験用に変更する。供試体およびカラムを設置し、底水槽から給水し、徐々に水位を上げ、供試体を飽和させる。この時、不飽和透水試験と同様に動水勾配が1となるようカラムの高さを調整する。
- ⑦上部から水を供給し、飽和状態を保ちながら通水を行い、排水流量から飽和透水係数を算出する。

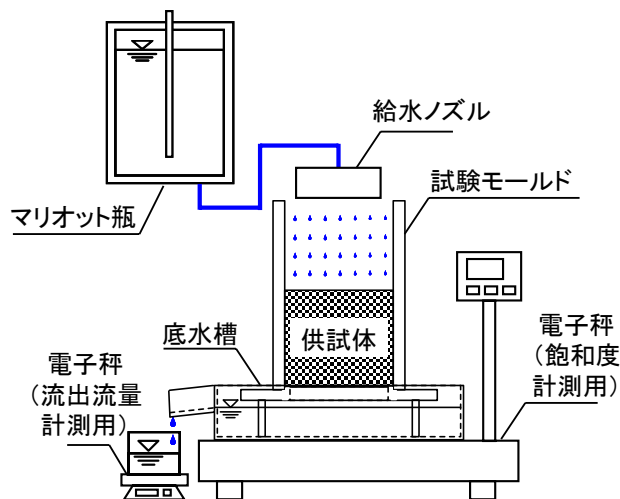


図 4.5 不飽和透水試験器

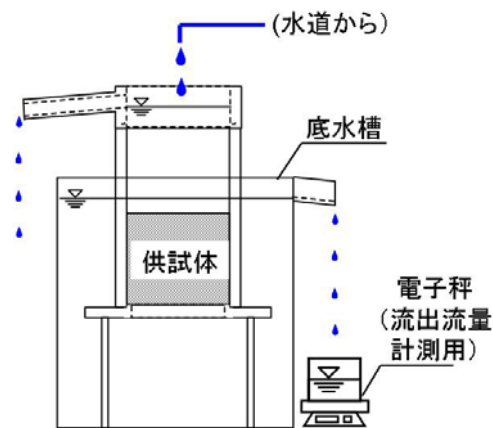


図 4.6 飽和透水試験器

e) 飽和度補正

飽和度は、式(4.3)の m_i および m_0 を図 4.5 に示す飽和度計測用の電子秤で計測し算出した。乾燥状態では底水槽の水面の高さは排水口の高さと等しいが、通水中の定常状態では試験モールドの底板から流下する水が排水口から越流するため、底水槽の水面は排水口より少し高い位置にある。そのため、排水口より高い位置にある水は、定常状態の供試体質量として計測されることになる。そこで、排水流量とその際の飽和度計測用電子秤の重量から飽和度の補正を行った。補正試験は以下の手順で実施した。

- ① 電子秤に底水槽および試験モールドのみを設置した後底水槽に水を張り、試験開始時の総質量を計測する。
- ② 底水槽にマリオット瓶から一定流量の水を供給し、流出流量の経時変化を計測する。
- ③ 供試体質量および流出流量が一定になった時点の電子秤の値と試験開始時の電子秤の値の差を、排水口より高い位置にある水の重量とする。

④マリOTT瓶の給水流量を増加させ、②、③を繰り返す。

補正試験の結果を図 4.7 に示す。底水槽からの流出流量と排水口より高い位置にある水の重量には明らかに相関がみられた。この結果より、排水口より高い位置にある水の重量を過剰に計測した底水槽内の水として、差し引いて試験結果を整理することとした。

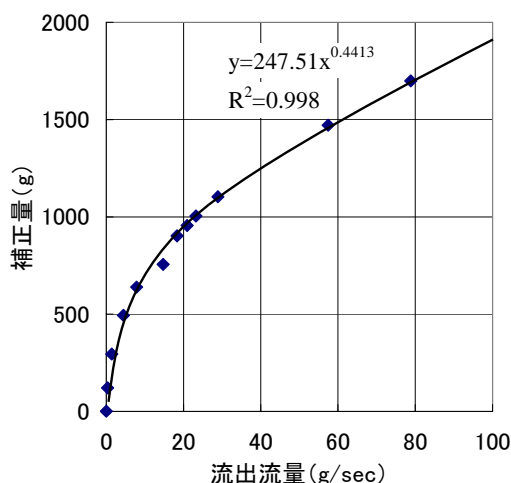


図 4.7 飽和度補正結果

f) 試験結果

①ポーラスアスファルト混合物

ポーラスアスファルト混合物の結果を図 4.8, 4.9 に示す。図 4.8 はポーラスアスファルト混合物の骨材最大粒径の違いによる比透水係数と飽和度の関係を示したもので、図 4.9 は、骨材最大粒径は同じで空隙率を変化させたポーラスアスファルト混合物による比透水係数と飽和度の関係を示したものである。図 4.8 から、最大骨材粒径の違いで比較すると、同じ飽和度において粒径が小さくなるに従い飽和しにくいという傾向が見られた。図 4.9 から、空隙率が小さくなるに従い飽和しにくい傾向がある。これらの結果より、骨材最大粒径が大きく、空隙率が大きい方が不飽和の状態が少なくなることが分かった。また、ポーラスアスファルト混合物は S 字を描くような傾向で飽和していくと考えられる。

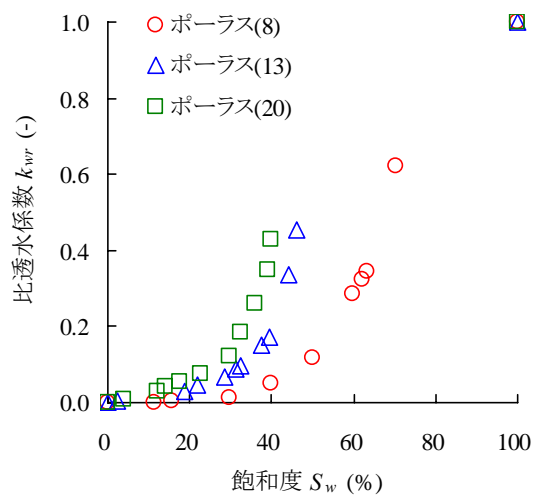


図 4.8 骨材最大粒径の違いによる比透水係数と飽和度の関係

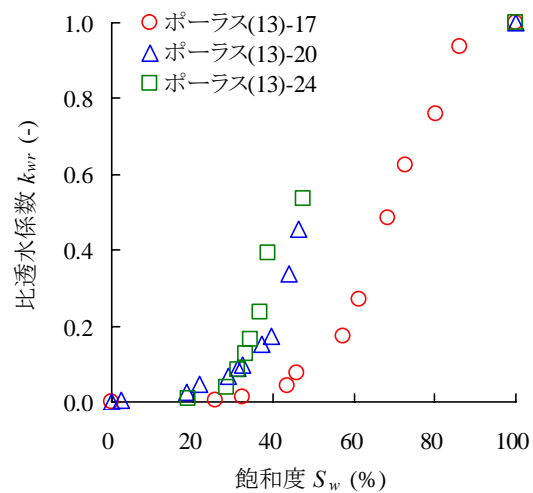


図 4.9 空隙率の違いによる比透水係数と飽和度の関係

②粒状路盤材

粒状路盤材の結果を図 4.10 に示す. クラッシャーラン (C-40) は飽和度が 30% 付近から徐々に飽和透水係数に近づく傾向が見られ, 再生クラッシャーラン (RC-40) は飽和度が 30% 付近から 80% 付近に向けて急な勾配で飽和透水係数に近づくような傾向が見られた. このようなことから, 再生クラッシャーラン (RC-40) の方が, クラッシャーラン (C-40) に比べて飽和しやすい傾向にあることが分かる.

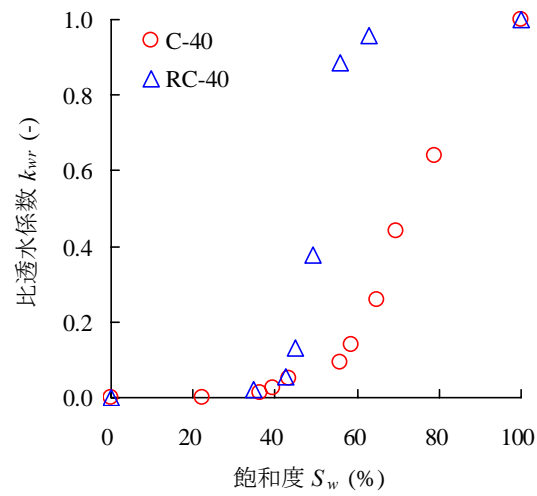


図 4.10 粒状路盤材の比透水係数と飽和度の関係

③路床土

路床土の結果を図 4.11 に示す．今回使用した試料に関しては，粒度が異なっているものの，同様の傾向が見られた．また，飽和度が 100%になる前から飽和透水係数になっていると考えられる．

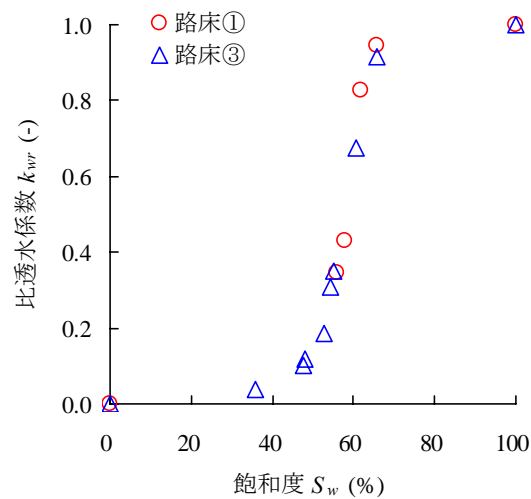


図 4.11 路床土の比透水係数と飽和度の関係

(2) 水分保持特性試験

a) 計測の原理

地盤材料の保水性を測定する手法には、土中法、吸引法、加圧法および遠心法など多々の手法が提案されている。本研究ではこれらの方法の中でも、測定範囲が広く、低い吸引圧まで測定可能である加圧法を用いた。加圧法は供試体に正の空気圧を負荷して平衡に達するまで排水させ、その時の供試体における含水率と、負荷した空気圧の関係から水分保持特性を求める手法である。

本研究で作製した水分保持特性測定装置を図 4.12 に示し、以下に本装置の原理を述べる。

まず始めに、空気圧を与えるため圧力チャンバー内に供試体を設置し、ゴムスリーブを取り付ける。供試体を設置する際に、図中に示すメンブレンフィルターを介して大気圧下の水と接触させる。このフィルター材は「チャンバー内の空気を大気と不連続にする」という目的と、「供試体内の間隙水圧を大気圧下に置いた水の位置水頭と同様にする」という 2 つの目的を有している。フィルター材が上記の 2 つの機能を発揮できるよう、ガラスフィルターとメンブレンフィルターを組み合わせた構造とした。フィルター材を介して大気圧下の水の水面は供試体と同じ高さに置かれる。したがって、加圧法では供試体内の間隙水圧 u_w はゼロとなり、次の関係式が成り立つ。

$$\phi = u_w - u_a = -u_a \quad (4.4)$$

ここに、 ϕ : 供試体のサクション (mH₂O)

u_a : 供試体内の間隙空気圧 (mH₂O)

その後、チャンバー内に加圧空気を送り込み平衡に達するまで放置する。平衡に達した時点では、送り込んだ圧縮空気の空気圧 U_a (mH₂O) と、供試体内の間隙空気圧は等しいとみなせるため、

$$\phi = -u_a = -U_a \quad (4.5)$$

となる。したがって、送り込んだ空気の圧力を測定することで供試体内のサクションを測定できる。このとき同時に供試体の含水率を測定すれば、 ϕ と θ の関係である水分保持特性を求めることが可能である。

以上の原理に基づき、本装置の特徴を挙げると次のようになる。

- ① 供試体として最大粒径の大きなポーラスアスファルト混合物や路盤材を想定しているため、 ϕ 150mm という大きな円柱供試体で実験可能である。
- ② 供試体に接続する取り付け装置を取り替えることで ϕ 150mm 以外の大きさの供試体でも実験可能である。

b) 供試体作製方法

実験は飽和－不飽和透水試験と同じ供試体を使用して行う必要がある。そのため、ポー

ラスアスファルト混合物の供試体は飽和－不飽和透水試験後、試験装置に設置する。一方、粒状路盤材および路床土に関しては、飽和－不飽和透水試験後に二つ割りモールドを脱型した際、崩壊する恐れがある。そこで、試験後飽和状態の供試体を-10℃で冷凍させた。

c) 試験手順

以下の手順で実施した。

- ① 飽和－不飽和透水試験後の供試体をチャンバー内に設置する。ポーラスアスファルト混合物の場合はチャンバー内を水で満たした後、サクシヨンポンプを用いてチャンバー内を減圧し供試体を飽和させる。粒状路盤材および路床土の場合は、既に飽和して冷凍されているので、チャンバー内に設置した後、1日放置して解凍する。
- ② 側圧をかけた後、供試体内の圧力を大気圧に保つ。
- ③ ②の状態が定常に落ち着いたことを確認した後に供試体内に空気を圧入し、排出される水の量を電子秤で測定する。
- ④ ③の排出される水の量がほぼ無くなったことを確認して、空気圧をさらに加圧させる。
- ⑤ 以上の③と④の作業をフィルター材が空気を圧入させることが可能な範囲内で繰り返す。

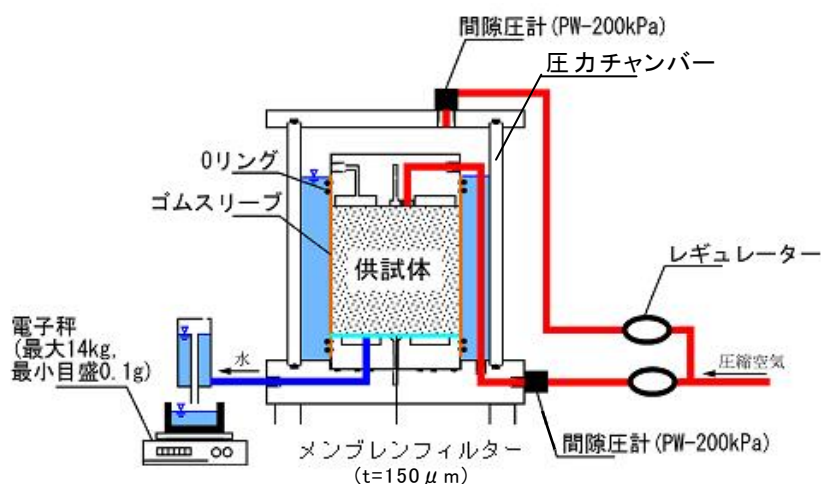


図 4.12 水分保持特性試験機

d) 試験結果

① ポーラスアスファルト混合物

空隙率が一定で骨材最大粒径を変化させた場合の結果を図 4.13 に示す。マトリックポテンシャルは全て負の値なので、座標軸上では原点から離れるほどマトリックポテンシャルが低いことを示している。

空隙率一定の時、最大粒径が小さいほど、水と接する骨材面（潤辺）が大きくなり、水が壁面から受ける摩擦抵抗が大きくなったため流れにくくなり、最小含水量（空隙内に重力に抵抗して土が保持している最小の水分）も大きくなっていると推察される。

また、飽和度が 20～30%程度残っている理由としては、加圧法で試験を行っているため、飽和状態から加圧する際に半有効空隙（図 4.14）に水が残ったためと考えられる。

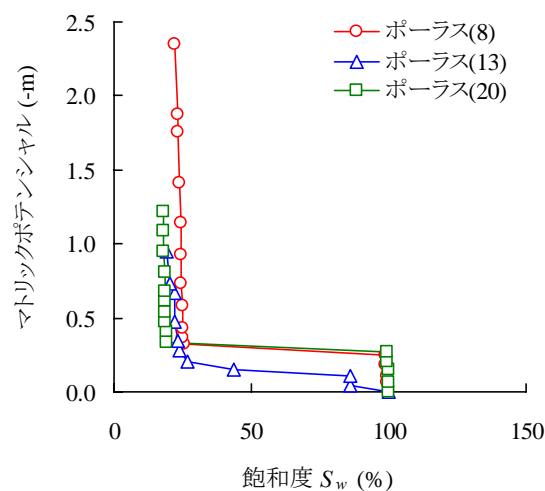


図 4.13 骨材最大粒径の違いによる水分保持特性の比較

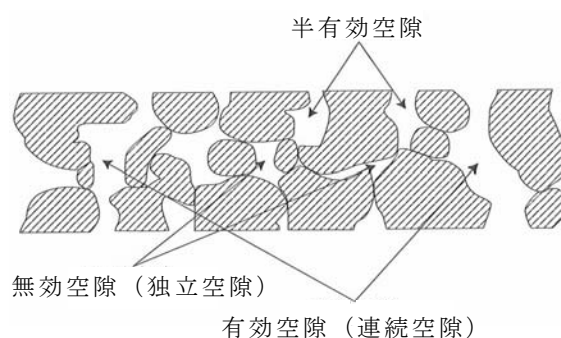


図 4.14 ポーラスアスファルト混合物の空隙率の種類⁷⁾

② 粒状路盤材

図 4.15 に粒状路盤材の水分保持特性試験の結果を示す。マトリックポテンシャルが最大値の時の飽和度は C-40 が 50%，RC-40 が 70%を示している。このことより，粒状路盤材は水分を保持することが分かる。マトリックポテンシャルが-0.1m から-0.2m にかけて急激に飽和度が低下している。これは，骨材間の間隙が大きく，間隙サイズの分布が狭く（類似したサイズの間隙が多く），平均的な間隙径が大きいため，マトリックポテンシャルの低下に伴い急激な脱水が生じ，空気が侵入することにより，マトリックポテンシャルが-0.12m 付近から飽和度が急激に低下していると考えられる。これは，ポーラスアスファルト混合物の傾向と同様であり，土のように細粒分の含有量が多く，間隙サイズが小さい場合には，飽和度が急激に減少を起こさないという傾向とは異なるものである。また，マトリックポテンシャルが最大になった時の飽和度が約 40%程度を保っている。これに対して RC-40 は，宮崎らが示した⁸⁾土の水分保持特性に類似した傾向である。これは，骨材表面の粗度，濡れ性などが原因と考えられる。

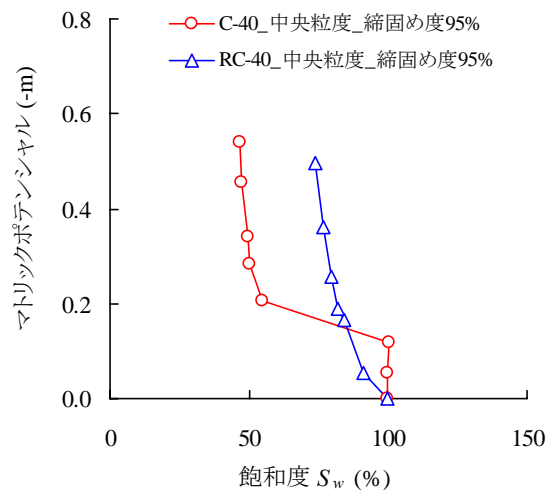


図 4.15 粒状路盤材の水分保持特性

③ 路床土

図 4.16 に路床土の水分保持特性試験の結果を示す．路床①はマトリックポテンシャルが低下しても飽和度はほとんど低下しない．これは，この土は間隙サイズが小さいので，保水性が高められたと考えられる．また表 4.3 の最大乾燥密度から，路床③は路床①より間隙サイズが大きいと考えられ，そのため保水性が低くなったと推察される．

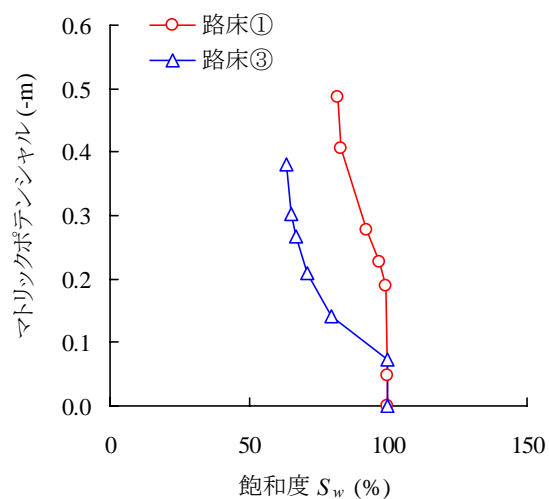


図 4.16 路床土の水分保持特性

4.3 透水性舗装の雨水流出抑制効果

4.3.1 浸透解析について

透水性舗装の雨水浸透流解析は当初、赤井ら⁹⁾によって開発された飽和－不飽和浸透流解析 UNSAF を用いて実施していた。しかし、第3章で考察したようにモデル舗装による実験を行った結果、降雨強度が大きい場合、舗装体に空気の層が存在することが確認された。また、このような雨水浸透時のメカニズムに関する研究は、参考文献 10)～12)の実験的研究から間隙空気の流動が影響していると言われている。そこで本研究ではこれらの雨水浸透に関する研究を踏まえ、雨水の浸透速度が低下するメカニズムとして空気流動による影響を追求する。本研究では井田らによって開発された気液二相流解析コード「NEWTON22^{13)～15)}」を用いることとする。なお、解析の原理についてはここでは論じず、付録 A に記述するものとする。

(1) 支配方程式

NEWTON22 では、多孔質領域における水・水蒸気・空気からなる三相系の運動を温度変化による状態変化を加味して解くが、本研究ではモデル化にあたって雨水浸透時に次のように仮定する。

- ① 温度変化による水、水蒸気、空気の運動は生じない。
- ② 水蒸気の流れが水および空気の運動に与える影響は小さく、無視できる。
- ③ 物質の密度勾配による拡散現象は浸透現象に比較して無視できる。
- ④ 湧き出しは生じない。

以上の仮定により、参考文献 13)～15)で述べられている NEWTON22 の支配方程式において、 $\frac{\partial T}{\partial x}$, $\frac{\partial T}{\partial t}$, F_v , P_v , ρ_v , J_v , D_{pij} , D_{qij} , D_{rij} , D_{sij} , q_l , q_v , q_a の項はゼロとなる。これより、運動方程式は、

$$j_{li} = -\frac{k_{ij}K_l}{\mu_l} \frac{\partial(P_l + \rho_l g x_3)}{\partial x_j} \quad (4.6)$$

$$j_{ai} = -\frac{k_{ij}K_g}{\mu_g} \frac{\partial(P_a + \rho_a g x_3)}{\partial x_j} \quad (4.7)$$

であり、質量保存則については、

$$\frac{\partial(\rho_l \theta)}{\partial t} = -\frac{\partial(\rho_l J_{li})}{\partial x_i} \quad (4.8)$$

$$\frac{\partial(\phi-\theta)\rho_a}{\partial t} = -\frac{\partial(\rho_a J_{ai})}{\partial x_i} \quad (4.9)$$

と解釈される．ここで添え字は $i=1,3$, $j=1,3$ であり，上記の方程式は二次元の流れを想定している．また水の飽和度 S_w は水分保持特性から毛管圧により一意に決まり，毛管圧 ϕ は次式のように水圧と空気圧の差に依存すると考える．

$$\phi(S_w) = P_a - P_w \quad (4.10)$$

(2) 解析条件

a) 解析モデル

試験舗装の横断勾配は 2.0% が付けられているが動水勾配に換算すると 0.02 と鉛直方向に比較すると小さいため，本研究では水平方向の流れは鉛直方向に対して無視できると考える．すなわち，解析モデルにおける水平方向の勾配をゼロとし鉛直一次元の流れについて考察する．そこで，図 4.17 に示すように水平方向 5.0mm，鉛直方向 1,350.0mm の解析モデルを作成する．

解析メッシュについては，図 4.18 に示すように解析モデルを全て長方形メッシュに分割する．分割にあたっては舗装表面が流量境界であるため圧力水頭勾配が大きくなることが予想される．そこで，舗装表面付近の要素サイズを底部付近よりも細かくする工夫を行う．各層の要素サイズは図 4.18 に示すとおりである．要素分割の結果，総要素数は 360，総節点数は 722 となる．

また物性値に関しては，各層の空隙率および飽和透水係数を 4.2 で求めているので，それらの結果を用いて図 4.17 に示すように与える．なお，上層路盤については実路ではポーラスアスファルト安定処理（ポーラス As 処理(20)）を使用しているが，解析にはポーラス(20)を使用する．

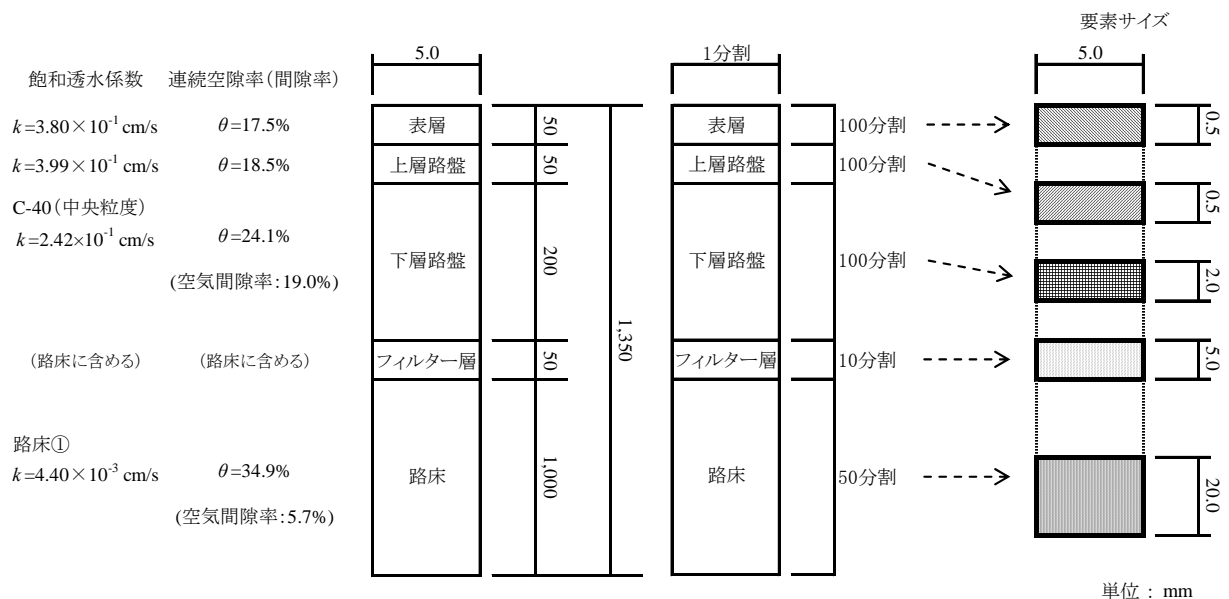


図 4.17 解析モデル（性状値）

図 4.18 解析モデル（要素サイズ）

b) 初期条件

解析を行う際には初期条件として全節点に圧力水頭を与える必要がある．散水実験前の舗装内の飽和度を示した表 3.4 から，舗装底部の路床の飽和度が常に 90%を超えており飽和に近い状態であること分かる．そこで初期条件については図 4.19 に示すように，気液二相流解析では，初期条件として全節点に P_w と P_a の値を与える必要がある．液相に関しては，図 4.19(a) (b)に示すような初期条件を与えた．また空気相に関しては，舗装内に大気圧の空気が存在していることを表現するため，全節点において $P_a=1$ とする．ここで初期条件を図 4.19(c) (d)に示す．なお，解析で用いる圧力の単位系は真空を基準とした(atm)であるため，図中にある $P_w(\text{atm})$ は水面を表し， $P_a(\text{atm})$ は大気圧であることを表す．

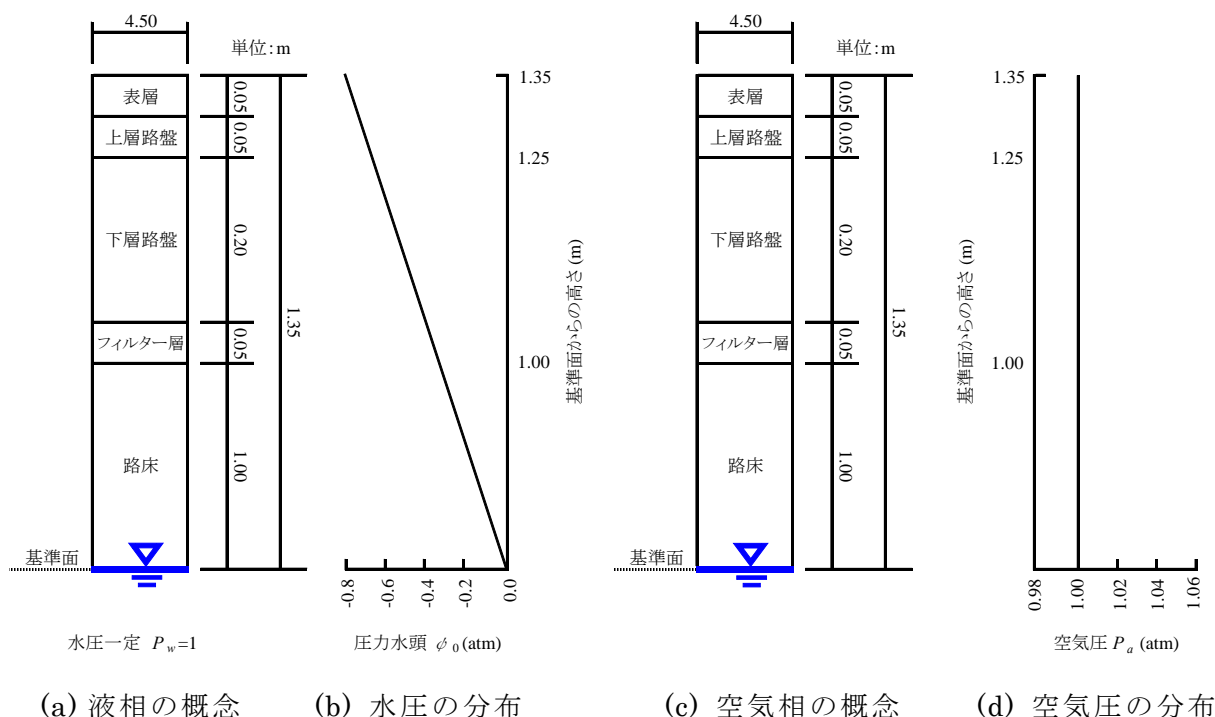


図 4.19 初期条件

c) 境界条件

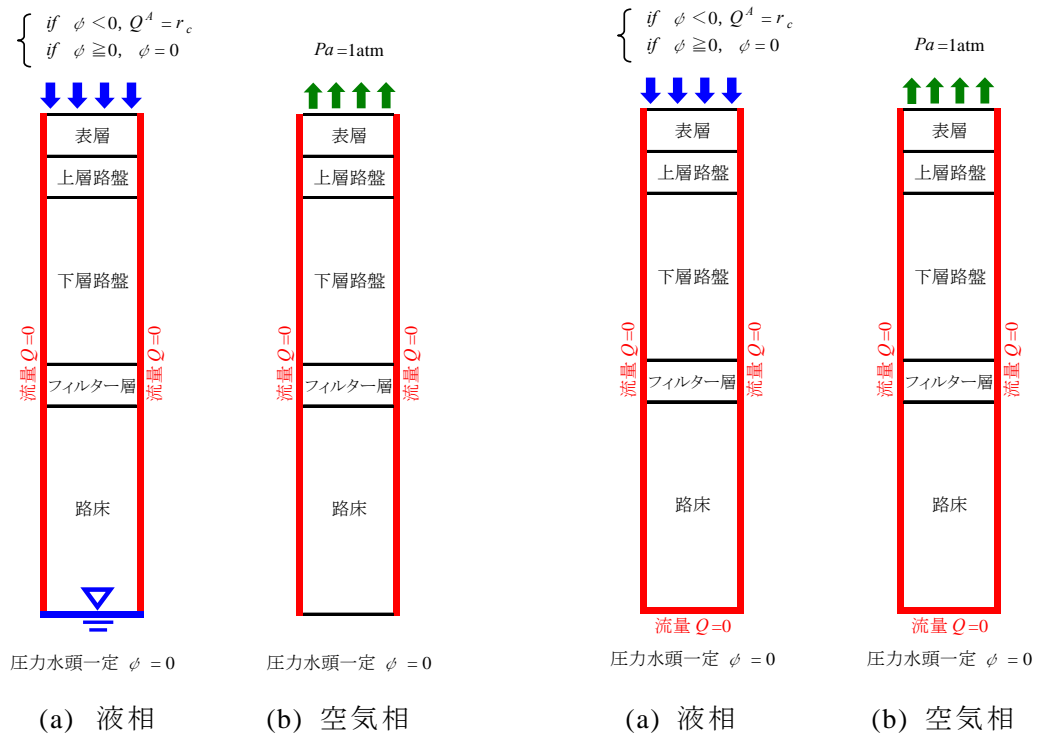
気液二相流解析では初期条件と同様に，液相と空気相それぞれに対して境界条件を与える必要がある．本節では，定常降雨－浸透型および貯留型，非定常降雨－浸透型および貯留型についてそれぞれ解析を行い検討する．

「浸透型」に関しては図 4.20①に定めるように境界条件を設定した．空気相に関しては，雨水の浸透とともに舗装内の空気が舗装表面から大気へ抜けていくことを表現するため舗装表面を大気圧，舗装底部を流量ゼロのノイマン境界とする．

「貯留型」については，路床の透水性能を比較することを目的に，試料採取が可能であった深さ，また，写真 4.1 から試掘部分で路床が二層に分かれていることから，路床の深さを 1m とし，その路床以深が不透水層としたものを図 4.20②に示す．不透水層以深への

雨水の浸透がゼロであるため，液相の底部境界を流量ゼロのノイマン境界とした．

なお，地表面の液相の境界条件に相当する降雨強度は，定常降雨は 30, 70, 100, 120mm/hr と設定し，それぞれの降雨強度における表面流出抑制性能の評価を行った．



①浸透型

②貯留型（路床-1m が不透水層）

図 4.20 境界条件

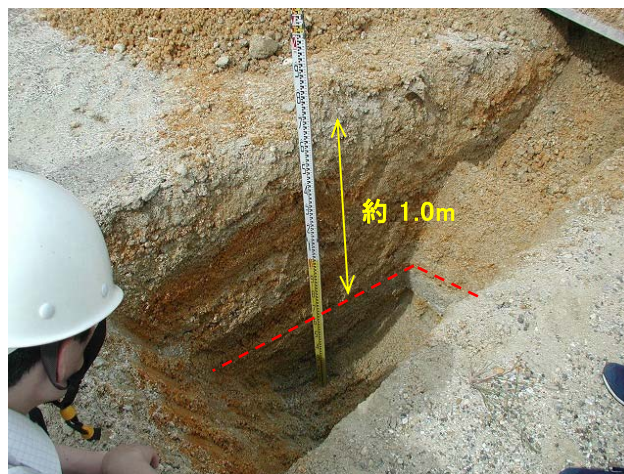


写真 4.1 路床状況

d) 飽和－不飽和透気係数

液相の物性値に関しては室内実験で測定したが，空気相については行っていない．そこで，宇野らの実験結果¹⁶⁾を参考に図 4.21～4.23 に示すような値を使用した．

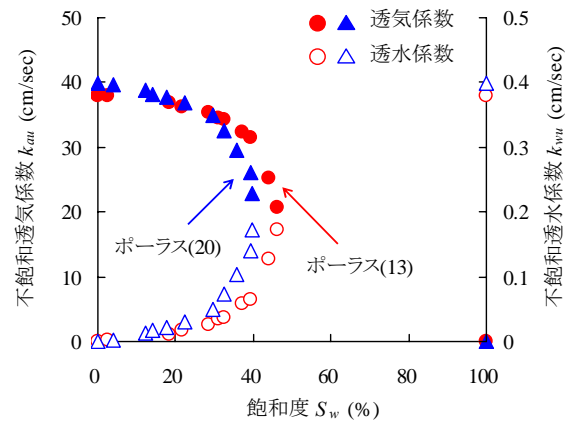


図 4.21 アスファルト混合物の透気係数

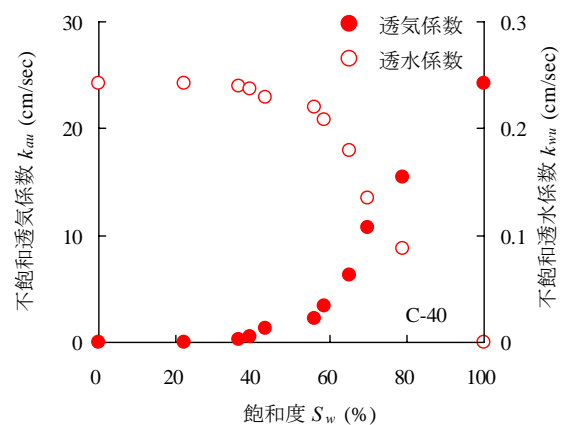


図 4.22 粒状路盤材の透気係数

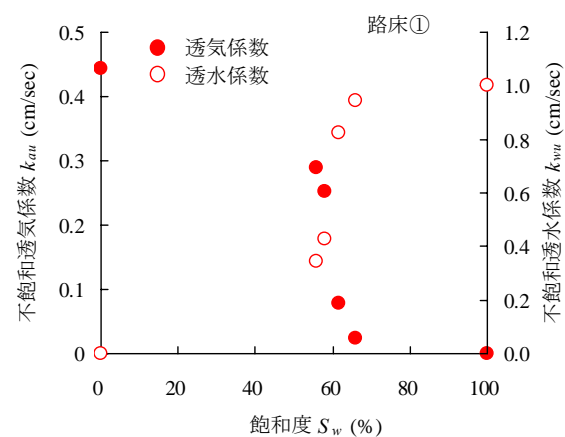


図 4.23 路床の透気係数

4.3.2 従来の方法による解析

従来の解析方法をして、第2章で述べた独立行政法人土木研究所が採用している飽和浸透流解析を使用して解析を行った。なお、路床の条件は浸透型と路床-1m が不透水層の貯留型の2種類とした。

4.3.3 解析結果

(1) 室内試験結果を用いた気液二相流解析

4.2の室内試験結果を使用し、気液二相流解析を行った結果を以下に述べる。なお、解析は舗装構造を図4.17、路床を路床①として行った。

路床の条件の違いにより舗装体内での雨水浸透の現象の違いを比較するため、図4.24～4.27に各定常降雨における水圧および飽和度の経時変化を示す。浸透型は降雨強度が小さい場合においては、水圧はほとんど変化が見られず、降雨強度 R_c が大きくなるに従い、経時変化に伴い舗装体内で全体的に増加している。また、飽和度は各降雨強度で時間を経るに従い路床のみで変化が見られ、降雨強度が大きい方がその増加する量が多い。貯留型については、路床の-1mの部分で不透水層になることより、時間を経るに従い水圧が路床-1mの部分から増加している。一方、飽和度に関しては降雨強度が30mm/hrと70mm/hr以上において異なった傾向が見られた。降雨強度 $R_c=30\text{mm/hr}$ は路床が不透水層であるため徐々に路床-1mの部分から飽和している。しかし、降雨強度 R_c が70mm/hr以上については時間が経過するにつれて、路床部分が飽和するだけでなく、上層路盤で飽和しており、第3章のモデル舗装による実験で見られた二重水面が生じている。この二重水面が生じる時間は、降雨強度 $R_c=70\text{mm/hr}$ で3600秒（1時間）後、100mm/hrで2400秒（40分）後と降雨強度が大きいほど早くなっていることが分かる。

図4.28～4.31に各降雨強度における表面流出時間をそれぞれ示す。上述したものと同様に、浸透型はどの降雨強度においても表面流出は無く、それに対し、貯留型では降雨強度100mm/hrおよび120mm/hrでは降雨開始時は表面流出がないものの、それぞれ54分後と45分後に表面流出が確認されている。

これらの結果より、透水性舗装の浸透性能は、各層の空隙量だけでなく、路床の条件が大きく影響する事が確認できたと同時に、このような路床の条件の違いを確認することで、浸透施設の設置などの計画に役立てることが可能である。

3.4の実路実験から、第二京阪道路は浸透型で設計されているが溢流している。しかし、これは、前述の異なった地層による影響と考えられる。その他、現地は盛土、切土、改良土が混在しているため、室内実験で求めた物性値が適切に反映できていないと考えられる。また、今後は透水性舗装は新設よりもむしろ、現道を改良して設置されることが多いと予想され、構築路床のような均一な物性の路床は出来ないと考えられる。そこで、解析も溢流しない浸透型ではなく、危険側（溢流しやすい）に評価される「貯留型」で解析・設計する方が望ましいと考えられる。

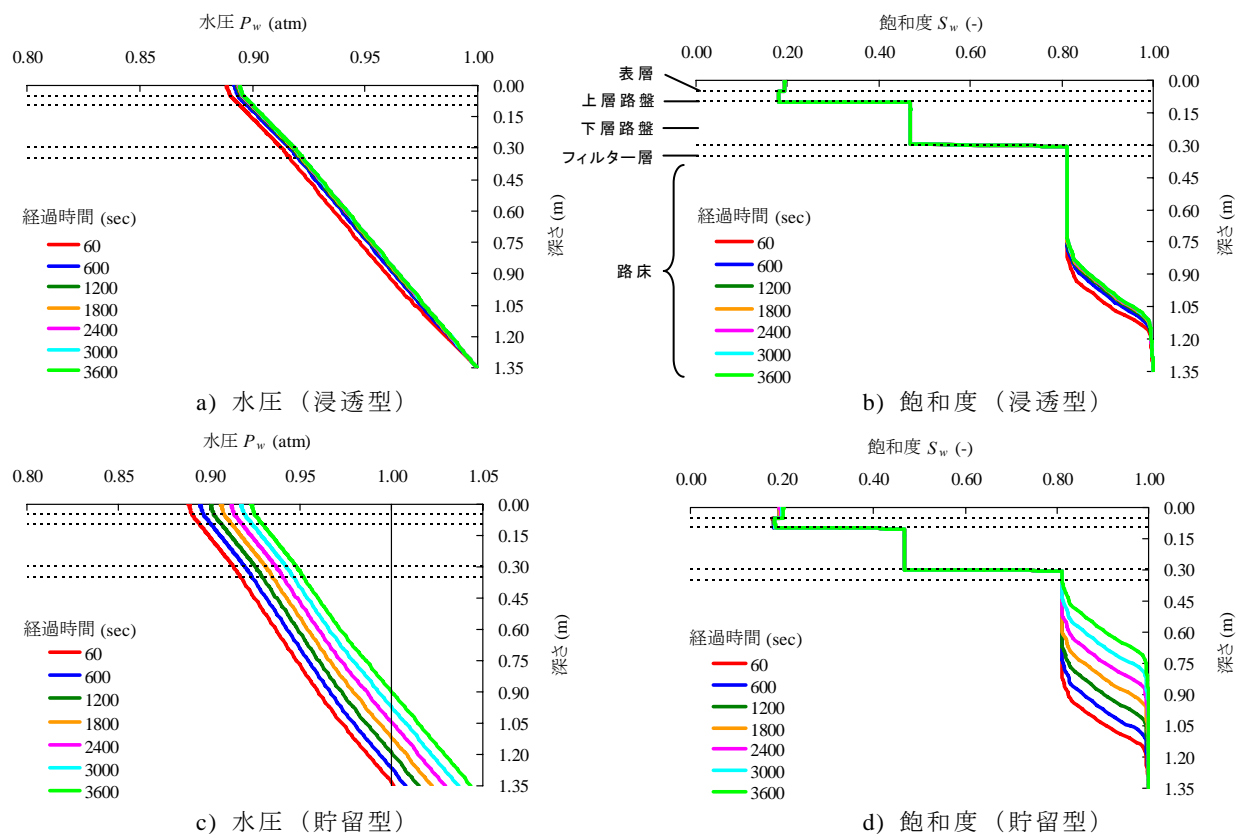


図 4.24 降雨強度 $R_c=30\text{mm/hr}$ における舗装体内の状態

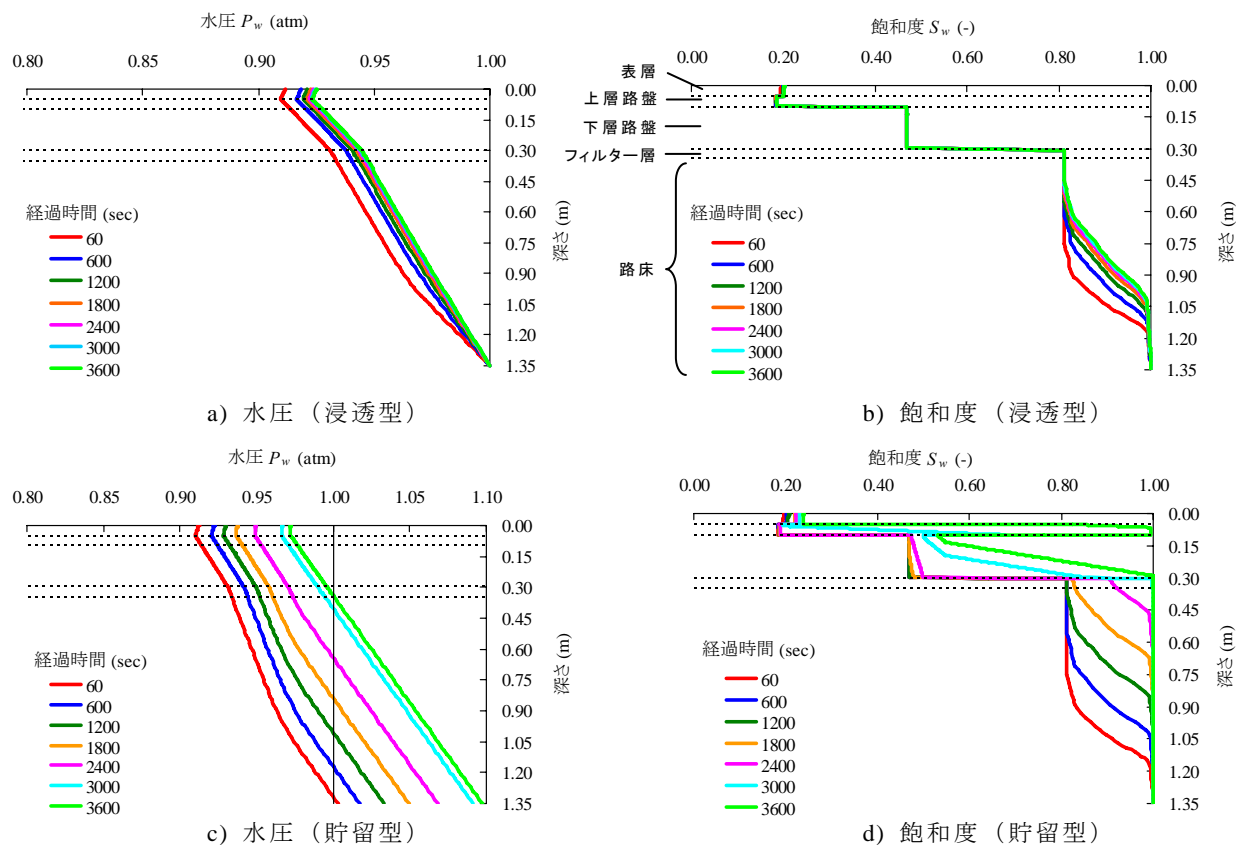


図 4.25 降雨強度 $R_c=70\text{mm/hr}$ における舗装体内の状態

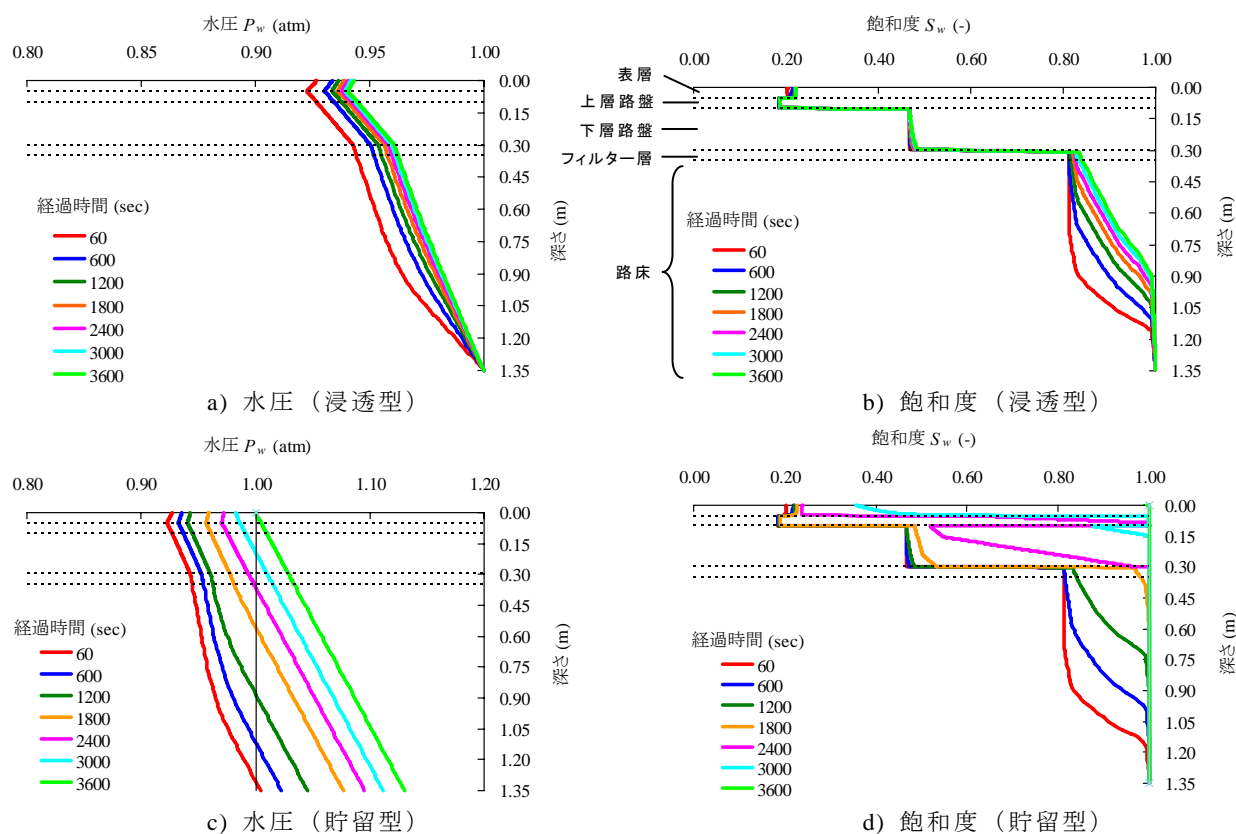


図 4.26 降雨強度 $R_c=100\text{mm/hr}$ における舗装体内の状態

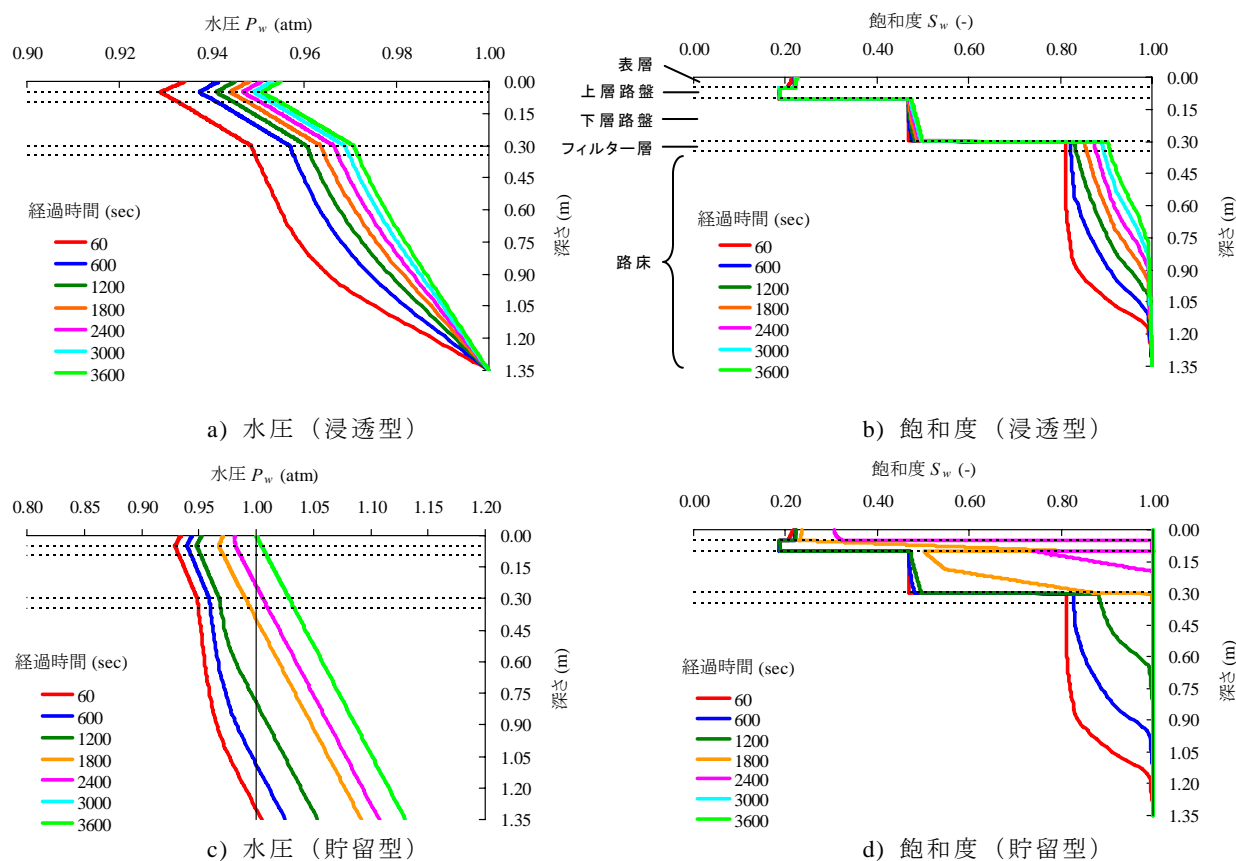
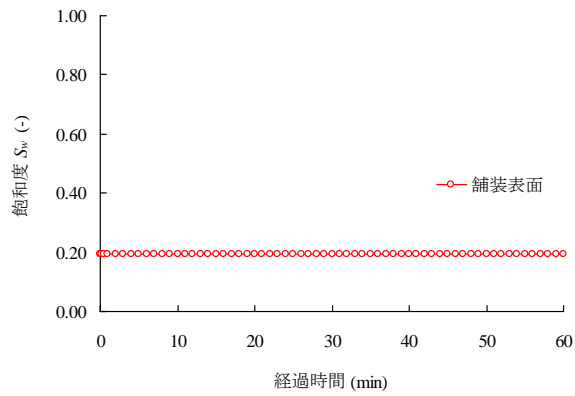
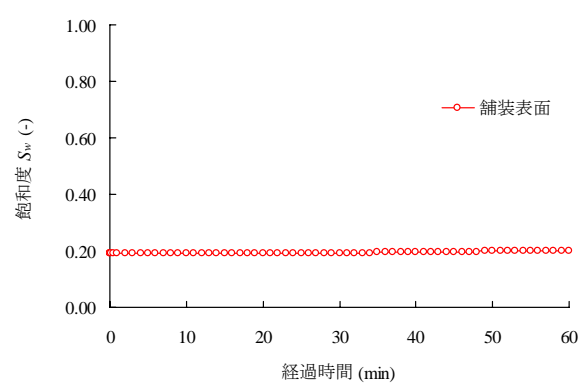


図 4.27 降雨強度 $R_c=120\text{mm/hr}$ における舗装体内の状態

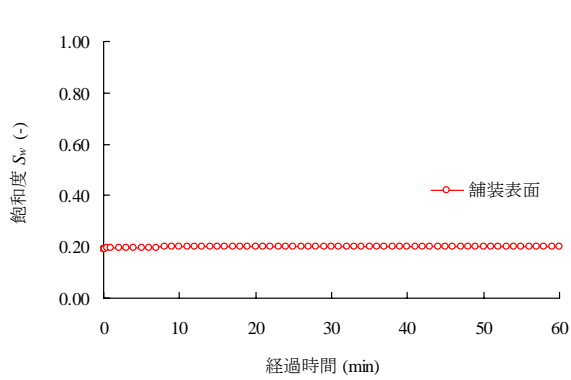


a) 浸透型

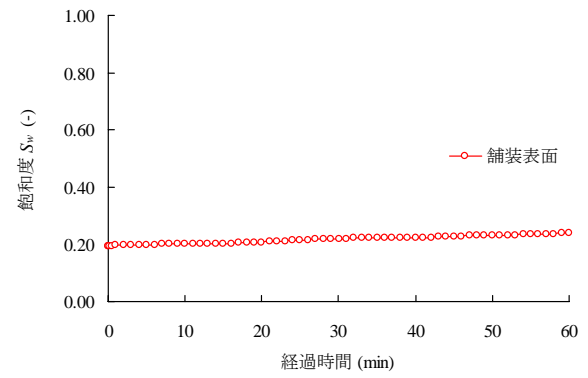


b) 貯留型

図 4.28 降雨強度 $R_c=30\text{mm/hr}$ における飽和度の経時変化

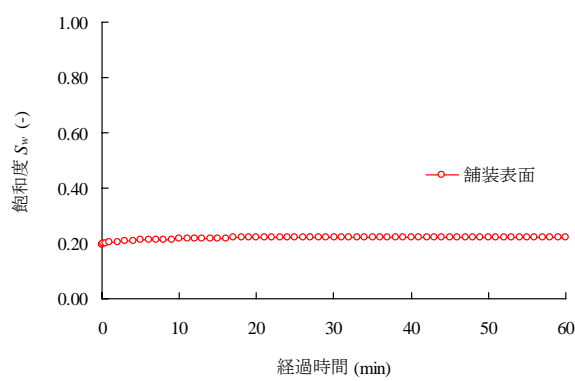


a) 浸透型

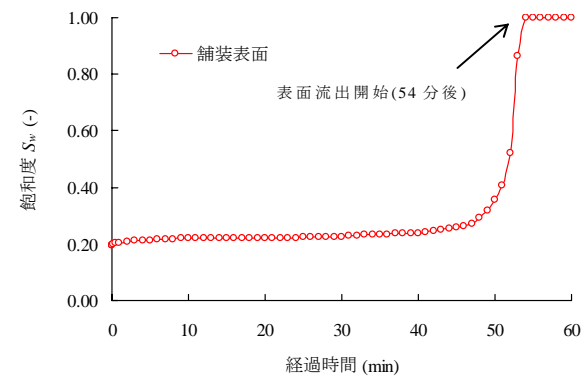


b) 貯留型

図 4.29 降雨強度 $R_c=70\text{mm/hr}$ における飽和度の経時変化



a) 浸透型



b) 貯留型

図 4.30 降雨強度 $R_c=100\text{mm/hr}$ における飽和度の経時変化

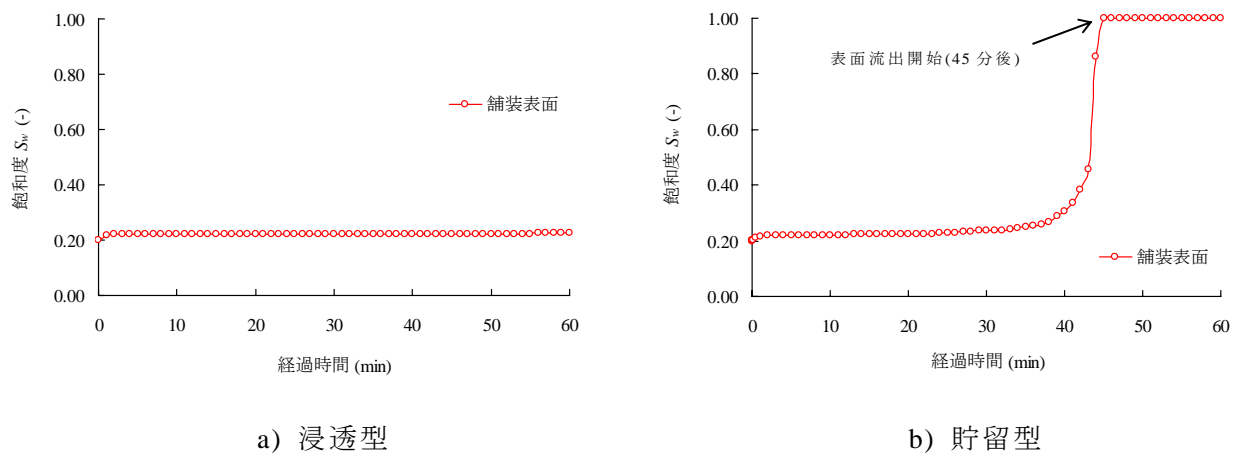


図 4.31 降雨強度 $R_c=120\text{mm/hr}$ における飽和度の経時変化

(2) 解析手法の違いによる結果比較

(1)において室内試験結果を使用して、路床の条件の違いによる雨水浸透現象の違いを把握することができた。ここでは、①気液二相流解析（以下、二相解析）、②飽和－不飽和浸透流解析（以下、単相解析）、③飽和浸透流解析（以下、飽和解析）、④実路実験の合計 4 種類の方法で解析および実験を行い、その結果を比較する。なお、実路実験は 3.4 の結果を使用する。また、降雨時間は実路試験が 2 時間で実施したことより、それぞれの解析も同様に 2 時間とする。路床の浸透能力については、独立行政法人土木研究所が透水性舗装の雨水流出抑制性能計算に用いている可能路床浸透量を算出する式(4.11)～(4.13)より算出した。なお、本来は上部の層の影響で路床まで浸透してくる量は降雨強度より減少するが、ここでは降雨強度が減少せずに路床に到達するという実際より路床への影響が大きくなる条件で設定した。その結果、路床への影響深さは約 40cm となった。

$$q_i = k_{ws} \times K \quad (4.11)$$

$$K = a_s h_p + b_s \quad (4.12)$$

$$H_s = q_i \times T \quad (4.13)$$

ここに、 q_i ：可能路床浸透量 (cm/sec)

k_{ws} ：路床の飽和透水係数 ($=4.435 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$) (cm/sec)

K ：比浸透量 (m^2/m^2)

h_p ：舗装厚 ($=25\text{cm}$) (cm)

a_s, b_s ：定数（独立行政法人土木研究所の数値を参考に、 $a=0.014$, $b=1.287$ とする）

H_s ：路床浸透深さ (cm)

T ：降雨時間 ($=7,200\text{sec}$) (sec)

単相解析は二相解析と同様に NEWTON22 を使用し、液相のみで解析を行った。また、路床①に関しては実験箇所が地盤改良されている部分があったこと等を考慮して飽和透水係数を 1 桁小さく設定した。

まず空気相の影響を確認するため、降雨強度 $R_c=100\text{mm/hr}$ で二相解析と単相解析の比較を行った結果を図 4.32 に示す。この図から二相解析の場合は降雨直後から溢流が生じているのに対し、単相解析は二相解析に比べて溢流開始が遅い。これより、二相解析は単相解析に比べ空気の影響をより良く再現していることが分かる。

次に各解析結果と実路実験結果の比較を図 4.33 に示す。二相解析と単相解析はより実路実験結果に近い解析結果を示した。しかし、二相解析と単相解析の結果は溢流開始時間および溢流量が同じであった。これは降雨強度が小さいためだと考えられる。一方、飽和解析は溢流していない。これは飽和解析が空気相を考慮していないことや、飽和透水係数を使用しているためだと考えられる。

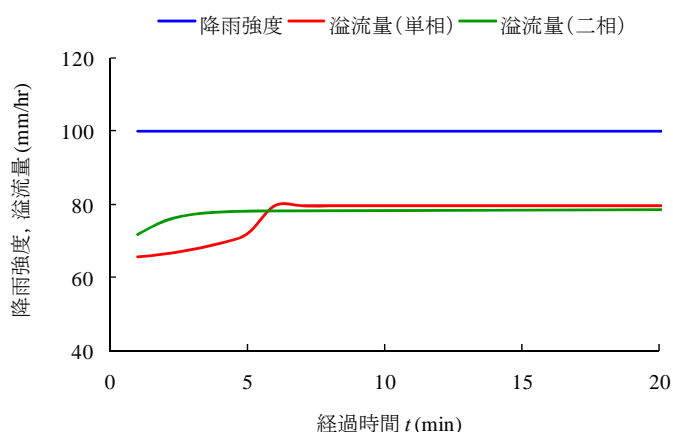


図 4.32 降雨強度 $R_c=100\text{mm/hr}$ における単相解析と二相解析の比較

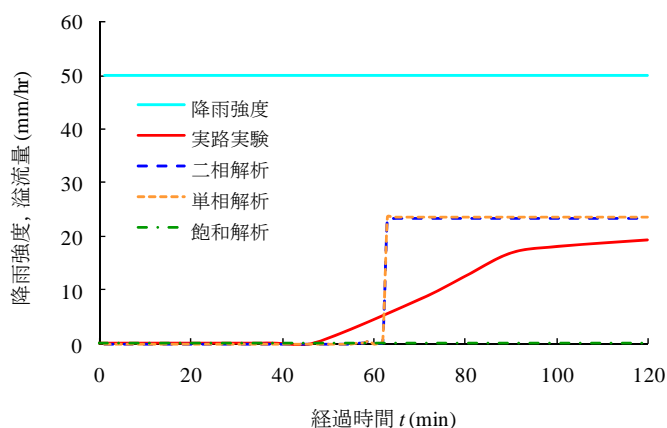


図 4.33 各解析結果と実路実験結果との比較

溢流を生じた時の舗装体内部の状況を確認するため，図 4.34，4.35 に二相解析および単相解析の水圧・飽和度の変化をそれぞれ示す．溢流開始時間に差が見られなかったことより，水圧および飽和度についても二相解析・単相解析双方の違いは見られない．この差が見られない原因としては，前述したように 50mm/hr という降雨強度が気相の影響が生じない量であった事が考えられる．しかし，降雨開始 30 分後において下層路盤と上層路盤との間の透水係数の違いから，上層路盤層が飽和し二重水面が生じている．第3章においては降雨強度が 80～90mm/hr 以上になると二重水面が生じるという結果であったのに対し，降雨強度 50mm/hr で二重水面が生じている．しかし，二重水面が生じているものの溢流はしていない．これは解析する際に路床の透水係数を 1 桁下げたことや，モデル舗装との舗装厚の違いが原因と考えられる．

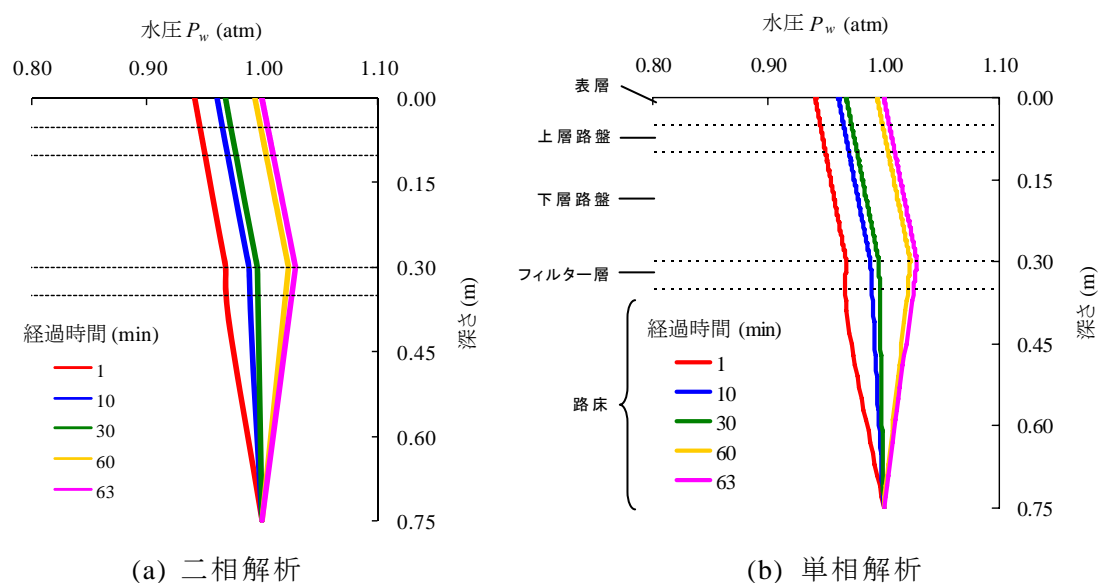


図 4.34 降雨強度 $R_c=50\text{mm/hr}$ における水圧の経時変化

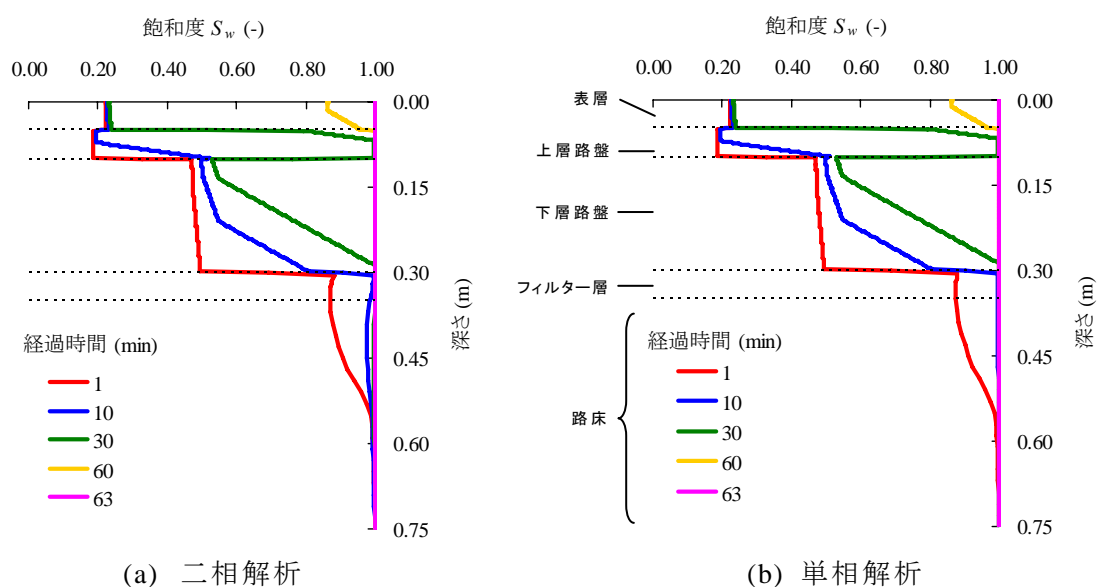


図 4.35 降雨強度 $R_c=50\text{mm/hr}$ における飽和度の経時変化

以上の結果から，解析には空気相を考慮する必要があり，さらに透気特性および路床の条件を適切に表現することで透水性舗装の雨水流出抑制効果をシミュレートできることが分かった．また，飽和解析に比べ実路実験の結果を表現できていることから，二相解析の適用が可能であることが示唆される．そこで，次節で広域のシミュレーションを行い，どの程度最大流出雨水量を抑制することができるかについて検証した．

4.4 雨水流出抑制効果のシミュレーション

(1) 検討対象

前節までに透水性舗装各層の物性値および路床の条件の違いによる浸透現象の違いを示した．そこで本節では第二京阪道路に試験施工された透水性舗装の雨水流出抑制効果のシミュレーションを実施した．また，対象箇所が小さいため，下層路盤および路床の違いを明確にすることが困難と考え，前節と同様の舗装構造を試験舗装したこととしてシミュレーションを行った．なお，路床条件は浸透型とした．

大阪府が定める基準降雨を図 4.36 に示す．降雨波形は 10 年確率 24 時間中央集中型降雨波形で，最大降雨強度は 110.6mm/hr である¹⁷⁾．この降雨波形を用いて次項で流出雨水量の算定を行う．

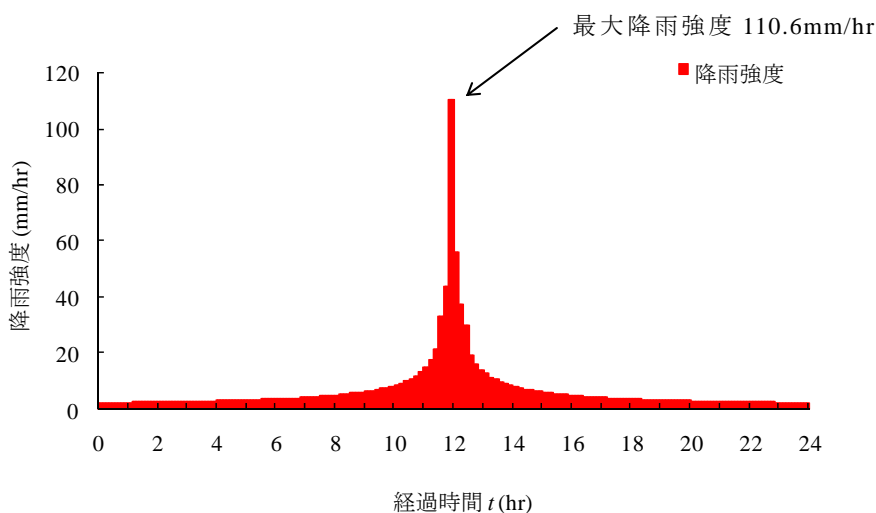


図 4.36 大阪府規定の基準降雨¹⁶⁾

(2) 流出雨水量算定

a) 解析条件

雨水流出量の算定は，解析モデル，初期条件および境界条件はそれぞれ図 4.19～21，4.22 を用いる．また，ここで述べる「流出雨水量」は前節で述べた溢流量と同義であるとする．

b) 解析結果

解析結果を図 4.37 に示す．最大降雨強度開始の 11 時間 50 分後から 10 分後の降雨開始 12 時間後に最大流出雨水量に達している．

次に，開発後の流出雨水量の算定についての結果を図 4.38 に示す．図中の開発後の流出雨水量は，降雨強度に間地の流出係数 0.3 を掛けた値とした．開発後の目標最大流出雨水量と解析による最大流出雨水量を比較すると，解析結果が目標最大流出雨水量に比べて約 20%の雨水流出抑制効果が期待できる結果となった．

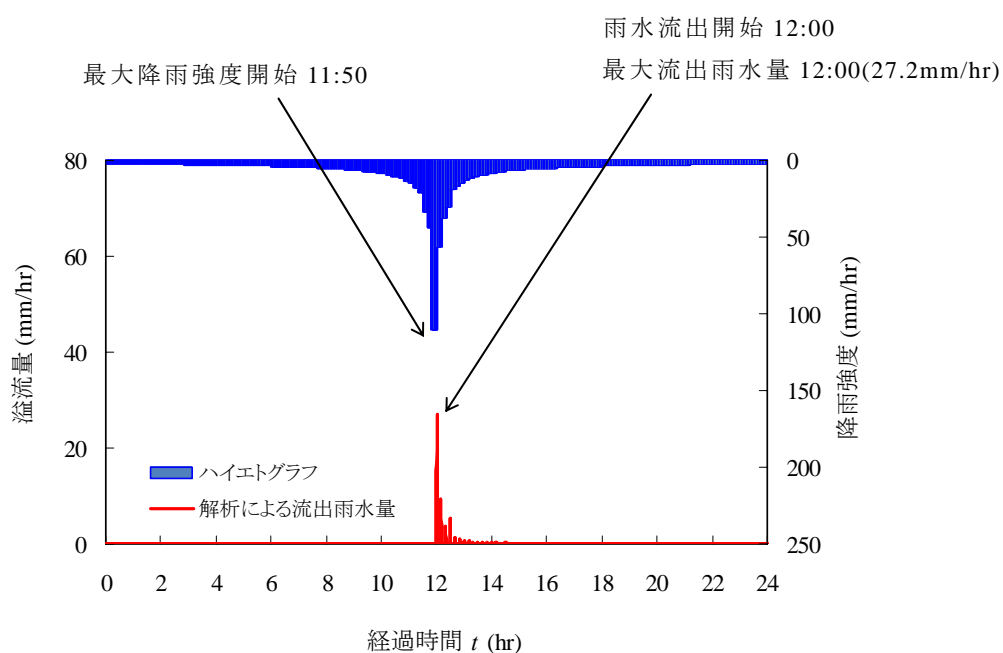


図 4.37 流出雨水量

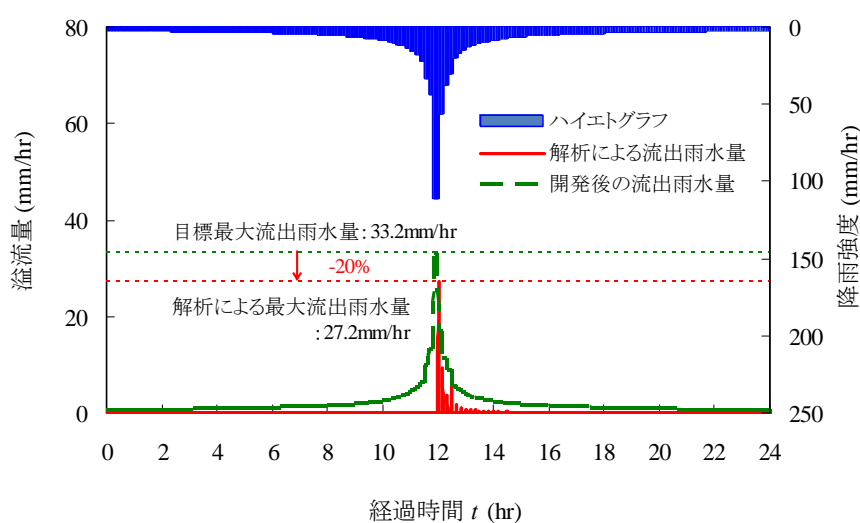


図 4.38 最大流出雨水量（ピーク流出雨水量）の算定結果

4.5 結 言

本章では、室内において透水性舗装を構成する各層の不飽和浸透特性の測定を実施した。そしてそれらの結果を使用し、**第3章**で明らかにした舗装体内に存在する空気が雨水浸透に影響を与えることを考慮した気液二相流解析プログラムで、路床条件の違いによる雨水浸透現象の違いを比較し、考察を行った。以下に検討の結果得られた知見をまとめる。

① 不飽和浸透特性について

今回の実験で使用した材料では、水分保持特性試験結果から、ポーラスアスファルト混合物は骨材最大粒径の影響を受け、骨材最大粒径が小さいほど水分を保持する。粒状路盤材は材料の違いが影響し、クラッシャラン（C-40）に比べ再生クラッシャラン（RC-40）の方が水分を保持する。これは濡れ性などが原因と考えられる。路床は間隙サイズの違いの影響を受ける。

飽和－不飽和透水試験結果から、ポーラスアスファルト混合物は骨材の間隙の大きさの影響を受け、骨材最大粒径が大きく、また空隙率が大きいほど不飽和透水係数が急激に増加し、比透水係数が大きくなる。粒状路盤材は材料の違いの影響を受け、これは水分保持特性と同様、骨材表面の粗度、濡れ性などが原因と推察される。路床は粒度が異なるものの、透水係数の傾向は類似していた。

このことから、さらに異なった材料（例えば、粒状路盤材では締固め度が異なったもの）の不飽和浸透特性を把握することで、さまざまな舗装構造や材料条件における数値解析が可能になる。

② 解析による雨水流出抑制効果について

第二京阪道路における実験結果を飽和浸透流解析（例えば、独立行政法人土木研究所が提案している方法）や、飽和－不飽和浸透流解析（単相解析）、気液二相流解析（二相解析）を用いてシミュレーションした結果、空気相を考慮した解析がその現象をより良く再現していることが分かった。このことから、透水性舗装を設計する際には空気相の影響を考慮する必要がある。この空気相を適切に表現することによって、さらに実際の雨水浸透メカニズムを再現することが可能である。また、透水性舗装の浸透性能は、路床の透水性能が非常に重要である事が確認できた。

このことから、現在仮定値を使用している飽和－不飽和透気係数を実際に実験から求める必要がある。そしてその結果を使用し気液二相流解析で透水性舗装の雨水流出抑制効果を試算することにより、透水性舗装およびその他の排水施設の設計に利用可能である。

第4章の参考文献

- 1) 工藤アキヒコ，西垣 誠，西方卯左男，鳥居剛，浅田昌蔵：粗粒材の不飽和浸透特性の測定と粒度による影響，土木学会論文集，No.743，Ⅲ-64，pp.77-87，2003.
- 2) 社団法人日本道路協会：舗装設計施工指針，2006.
- 3) 社団法人日本道路協会：舗装再生便覧，2004.
- 4) 社団法人地盤工学会：不飽和地盤の挙動と評価（訂正第2刷），pp.197-198，2006.
- 5) 社団法人日本道路協会：ジャイレトリー試験機によるアスファルト混合物の締固め試験方法，舗装調査・試験法便覧〔第3分冊〕，[3]-82，2007.
- 6) 社団法人日本道路協会：修正 CBR 試験方法，舗装調査・試験法便覧〔第4分冊〕，[4]-5，2007.
- 7) 社団法人日本道路協会：舗装調査・試験法便覧〔第3分冊〕，pp.[3]-117-[3]-119，2007.
- 8) 宮崎毅，長谷川周一，粕渕辰昭：土壌物理学，朝倉書店，2007.
- 9) 赤井浩一，大西有三，西垣 誠：有限要素法による飽和－不飽和浸透流の解析，土木学会論文集，第264号，pp.87-96，1977.
- 10) 石原安雄，高木不折，馬場洋二：雨水の鉛直浸透に関する実験的研究，京大防災研究所年報第9号，pp.1-13，1966.
- 11) 石原安雄，下島栄一：間隙空気の閉塞を伴う一定強度の降雨浸透について，京大防災研究所年報第23号B-2，pp.1-17，1980.
- 12) 西田義親，八木則男，二木幹夫：雨水浸透による地盤内発生間隙圧と斜面安定，土木学会論文集，第262号，pp.91-100，1977.
- 13) 井田文雄，木野戸広，中川加明一郎：高温岩体からの熱抽出に関する流れと熱移動の連成解析，第23回土質工学会研究会，pp.1885-1886，1988.
- 14) 井田文雄，木野戸広，伊藤孝，高岡一章，西垣 誠：熱移動・浸透・崩壊連鎖を考慮した地下式原発におけるF.P.の地下漏洩評価，第30回地盤工学研究発表会，pp.1917-1920，1995.
- 15) 井田文雄，木野戸広，西垣 誠：岩盤内のF.P.の挙動について－地下式原発における想定事故時の検討－，日本地下水学会秋季講演会，1994.
- 16) 宇野尚雄，杉井俊夫，神谷浩二：比表面積測定に基づく土粒子物性と透気性・透水性の考察，土木学会論文集，No.469，Ⅲ-23，pp.25-34，2003.
- 17) 大阪府告示第84号，大阪府公報(平成18年1月13日発行)，pp.6-7，2006.

第5章 雨水浸透による粒状路盤・路床の支持力変化の検証

5.1 緒 言

既往の研究結果から、粒状路盤材および路床は雨水浸透により支持力が変化することが確認されている¹⁾。しかし、実際にどのように雨水浸透が支持力変化に影響しているかは明確ではない。そこで、本章では、「雨水浸透→粒状路盤材および路床中の微細な骨材が移動→間隙量が増加→支持力の低下」という支持力低下メカニズムの仮説を立て、それを検証することとした。

5.2 粒状路盤の支持力変化の検証

5.2.1 実験概要

(1) 使用材料

使用材料は実路を想定し、一般的に入手できるクラッシュラン（C-40、栃木産）および、再生クラッシュラン（RC-40、大林道路株式会社千葉アスファルト混合所）を用いることとした。各材料の基本性状を表 5.1 に示し、粒度は図 5.1 に示すように、規格粒度範囲内で上方・中央・下方粒度の 3 種類とし、また、締固め効果による粒度変化を想定し、突固め後の粒度を本実験の基本粒度とした。

(2) 供試体の作製

本研究では、通水による性状の変化を検証するため、CBR 試験器具を改良し、通水作用を受けた状態のままで透水性能および支持力変化の測定を実施した。また、通水中は修正 CBR 試験の水浸養生と同様に、舗装重量として供試体上部に 49N の有孔板を設置した。

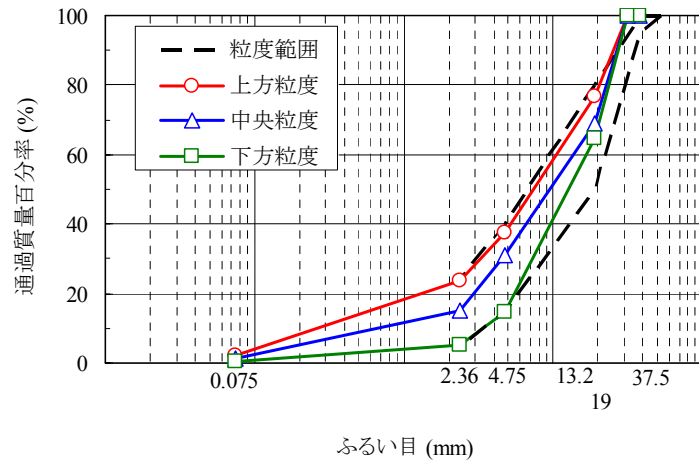
供試体の作製は、舗装調査・試験法便覧²⁾の「修正 CBR 試験方法」に準拠した。粒状路盤材は締固め度 95%以上が品質規格とされているため³⁾、本実験ではクラッシュラン（C-40）は下限である締固め度 95%と上限である 100%の 2 種類の供試体を作製した。

図 5.2, 5.3 に各材料の締固め度 100%の①突固め前、②突固め後、および③通水後の粒度変化を示す。各粒度とも、突固め時の骨材の破碎による粒度変化が見られた。その変化量は上方粒度から下方粒度へ行くに従い増加しており、下方粒度が粒径の大きい骨材を多く含むためだと考えられる。また、今回使用した粒状路盤材の上方粒度では突き固め後にクラッシュラン（C-40）および、再生クラッシュラン（RC-40）は粒度範囲から若干外れた。また、通水により有孔底板から骨材が流出したが、その量が微少であるため、粒度曲線にほとんど影響しないことが分かる。

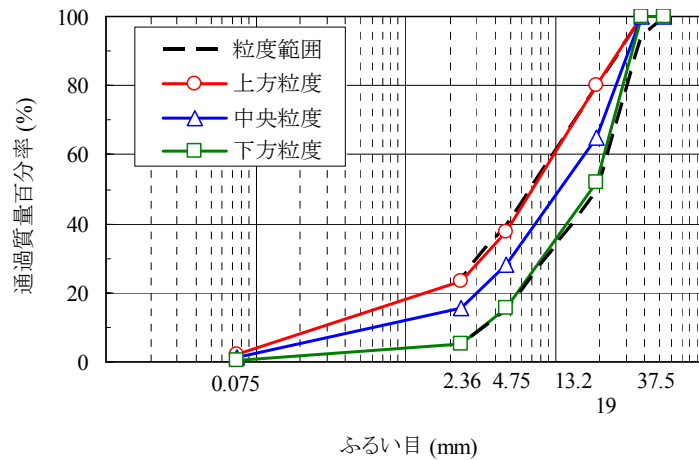
表 5.1 路盤材の基本性状

項 目		クラッシュラン(C-40)			再生クラッシュラン(RC-40)		
		上方粒度	中央粒度	下方粒度	上方粒度	中央粒度	下方粒度
通過質量百分率 (%)	37.5mm	100	100	100	100	100	100
	31.5	100	100	100	100	100	100
	26.5	—	90.8	—	—	—	—
	19	76.6	68.9	64.8	80.0	65.1	52.1
	13.2	—	49.0	—	63.2	53.3	38.9
	4.75	37.7	31.1	14.8	37.8	28.2	15.7
	2.36	23.9	15.1	5.3	23.5	15.5	5.4
	0.425	—	—	—	—	—	—
	0.075	2.0	1.2	0.4	2.3	1.5	0.5
骨材の性状	表乾比重(g/cm ³)	2.637	2.646	2.657	2.391	2.402	2.417
	吸水率(%)	0.884	0.804	0.647	5.565	5.810	6.051
	PI	NP	NP	NP	NP	NP	NP
	最大乾燥密度(g/cm ³)	2.175	2.064	2.138	0.961	1.863	1.787
	最適含水比(%)	2.2	2.0	1.0	11.2	8.8	7.5
	修正CBR(%) [※]	185.1	111.9	104.5	156.4	124.6	61.8
	透水係数(cm/sec) [※]	3.53×10^{-3}	1.00×10^{-2}	1.04×10^{-2}	4.30×10^{-4}	7.16×10^{-3}	2.30×10^{-2}

※締固め度100%の実験値を示す

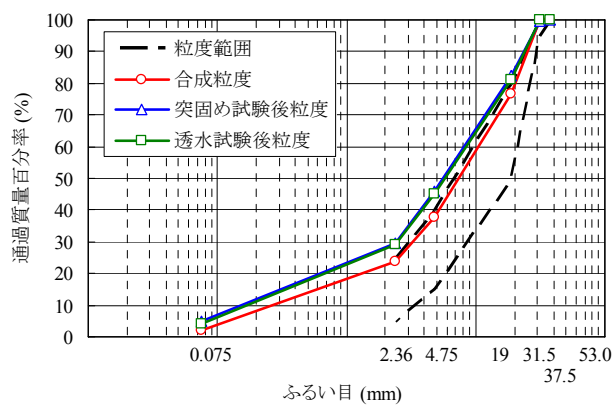


(a) クラッシュラン (C-40)

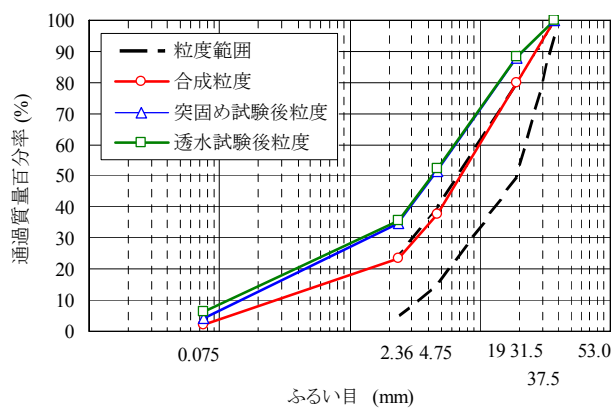


(b) 再生クラッシュラン (RC-40)

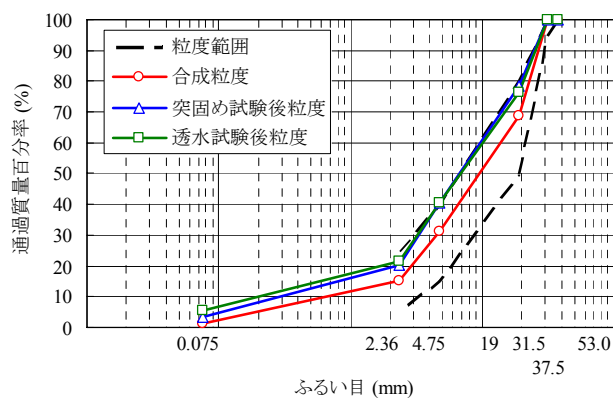
図 5.1 路盤材の粒度曲線



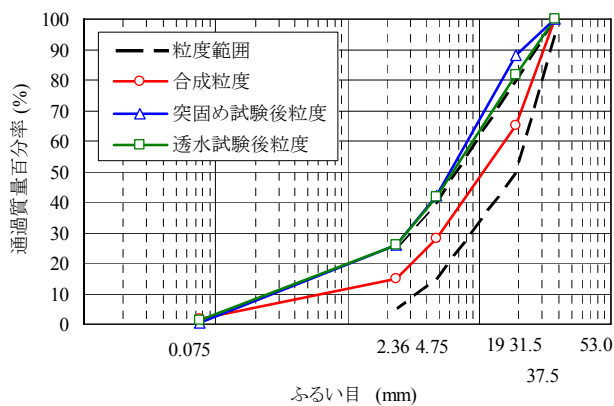
(a) 上方粒度



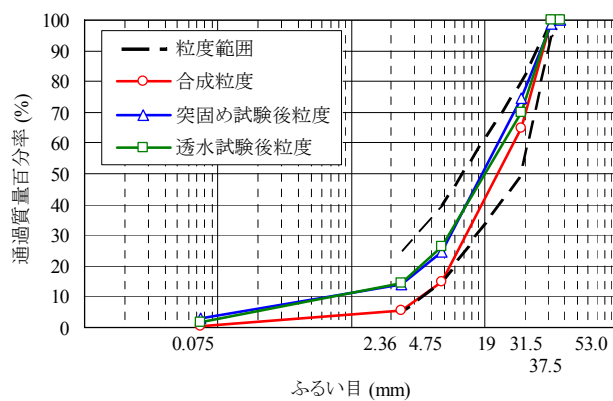
(a) 上方粒度



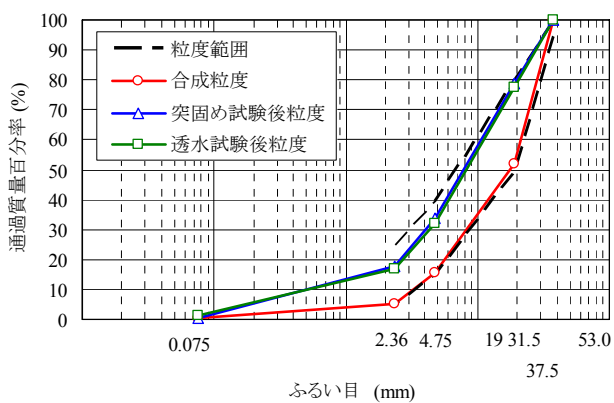
(b) 中央粒度



(b) 中央粒度



(c) 下方粒度



(c) 下方粒度

図 5.2 各粒度の粒度変化
(クラッシュラン (C-40), 締固め度 100%)

図 5.3 各粒度の粒度変化
(再生クラッシュラン (RC-40), 締固め度 100%)

(3) 試験装置

実験装置の概要を図 5.4 に示す。通水装置は給水タンクから水を流下させ、通水を行う構造とした。給水タンクにはバルブを設け、タンクに給水するたびに通水強度を 100mm/hr となるようにキャリブレーションを行った。また、供試体上面に均一に給水できるように、漏斗を図に示すように 2 つ組み合わせ、下部に細孔を設けた板を張り付けた給水装置を用い、モールド上部に設置し、その上から給水する構造とした。

通水には CBR モールドを用いた。CBR モールドには底板に細孔（ $\phi 0.6\text{mm}$ ）が設けられている。供試体上面には 49N の有孔板を設置した。また、試験モールドの細孔から流出する骨材を回収するため、モールド下部に容器を設置し、流下した水を容器に受け、骨材を沈殿させてから排水する構造とした。試験中にモールドから流出した骨材を流出骨材と定義する。

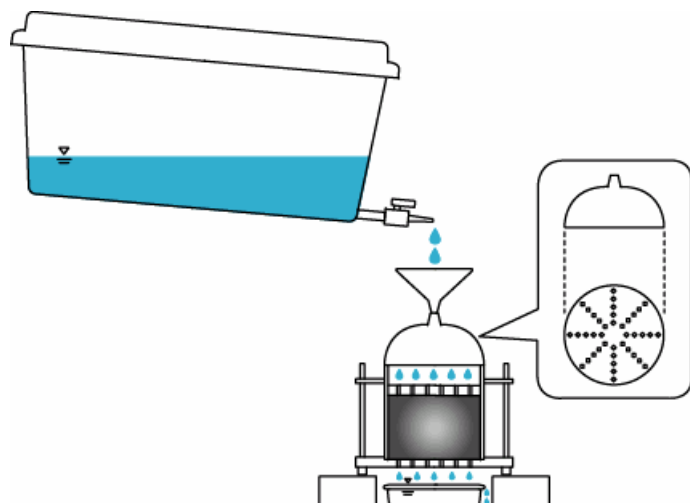


図 5.4 試験装置



写真 5.1 試験装置概観

(4) 実験手順

試験手順を以下に示し、試験概要を図 5.5 に示す。

- ① 通水前の透水性能の確認として透水試験を行い、飽和透水係数を測定する。飽和透水係数は、あらかじめ供試体を水浸養生させておき、飽和状態にしてから測定を実施した。通水中の透水試験に関しても同様に飽和状態にしてから測定した。
- ② 透水性能は所定の通水量ごとに飽和透水係数を測定し、透水性能の変化を確認する。
- ③ 支持力測定は、目標とした通水量を通水した後、修正 CBR 試験を行う。
- ④ 通水、透水試験、水浸養生中に型枠の有孔底板（ $\phi 0.6\text{mm}$ ）から落下した骨材を回収した。本実験において、この $\phi 0.6\text{mm}$ の有孔部分を落下した骨材を回収し、その骨材量と試験前の供試体重量から間隙比を算出する。

流出骨材の回収方法は、通水中は有孔底板の下に容器を設置し、流下した水を一度その容器で受け、流出骨材を沈殿させてから排水した。また、透水試験中においては、透水試験器の水槽に沈殿した骨材を回収した。

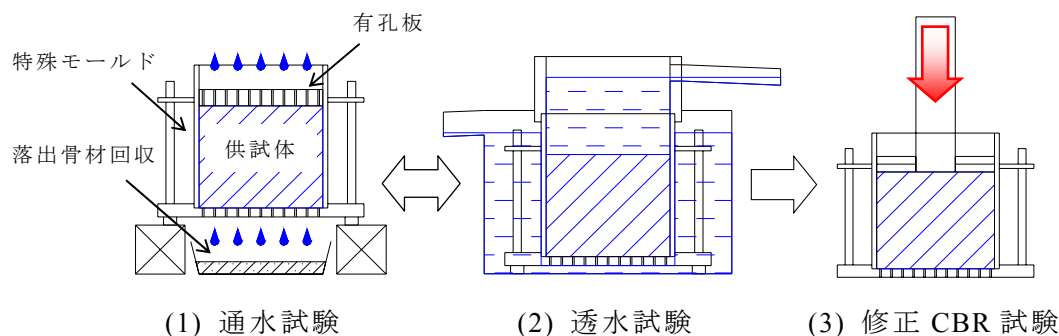


図 5.5 試験概要

(5) 試験条件

本実験の条件を以下に示す.

- ・ 目標通水量を年間降水量 1,500mm とし, 30 年分の 795ℓ を通水する.
- ・ 目標通水量を通水した後, 修正 CBR 試験を行う.
- ・ 透水性能は所定の通水量 (3 年分の 79.5ℓ) ごとに飽和透水試験を実施.
- ・ 単位時間当たりの通水量は, 道路路面雨水処理マニュアル (案)⁴⁾の「舗装材料の水拘束率・貯留率・透水性能測定方法」で設定された, 10 年確率降雨強度を参考に 100mm/hr とする.
- ・ 通水, 透水試験, 水浸養生中に型枠の有孔底板 (φ 0.6mm) から落下した骨材を回収する.

5.2.2 実験結果

(1) クラッシュラン (C-40)

クラッシュラン (C-40) の締固め度 95% および 100% の通水前後の修正 CBR 試験の結果を図 5.6 に示す. なお, 締固め度 95% の通水前の CBR 値は基本性状を求めた際の修正 CBR 試験結果を用いている. 通水前の CBR 値は上方粒度が最も大きく, 次いで中央粒度, 下方粒度と小さくなっている. また, 締固め度に着目すると, 各粒度とも, 締固め度 100% の方が大きな CBR 値を示している. しかし, 通水後の CBR 値においては, 締固め度 95% では上方粒度が最も小さな CBR 値を示し, 次いで中央粒度, 下方粒度と大きくなっている. また締固め度 100% では上方粒度, 中央粒度, 下方粒度ともほぼ近い値を示している.

舗装設計施工指針³⁾では路盤にクラッシュランを用いる場合, 支持力としては CBR=20% 以上を推奨しているが, 本実験結果は 30 年分通水を行った後にも規定の支持力を有していることが分かる.

また CBR 値の低下の割合に着目すると, 締固め度 95%, 100% とも, 上方粒度が最も低下割合が大きく, 中央粒度, 下方粒度の順に CBR 値の低下割合が小さくなっていることが読み取れる. このことから, 通水による支持力の変化には粒度によって違いがあり, 小さい骨材の割合の多い粒度の方が低下の割合が大きい傾向であることが分かる.

以下では本試験で測定した CBR 試験時の含水比，透水係数，通水中の流出骨材量から，この通水前後での支持力変化について考察を行う。

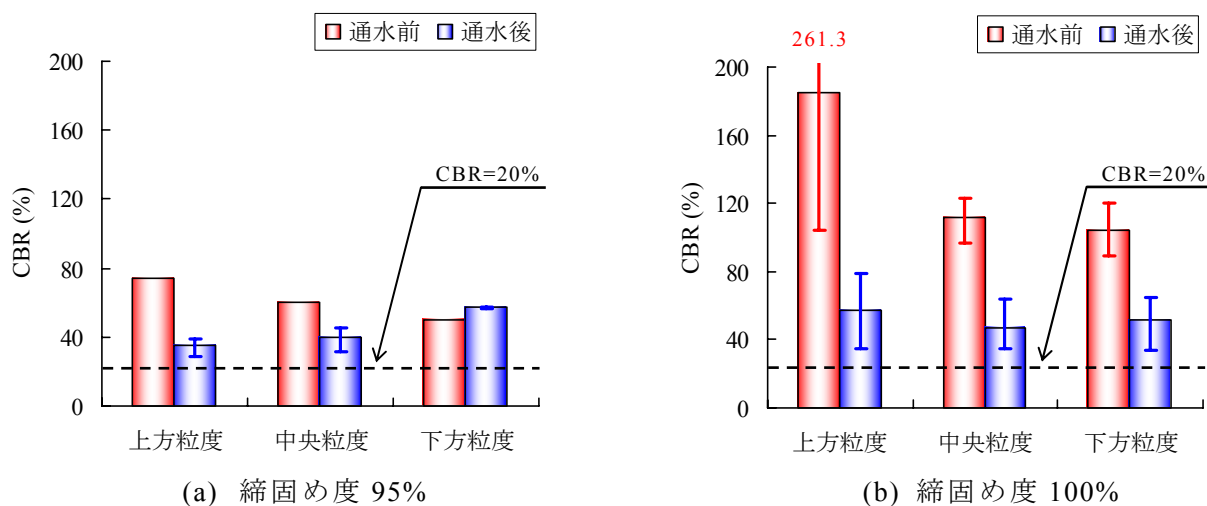


図 5.6 クラッシュラン (C-40) 通水前後 CBR 値

・含水比

図 5.7 に通水前後の修正 CBR 試験時に測定した試料の含水比を示す。なお，締固め度 95% の試料は修正 CBR 試験時の各回数の突き固め時の含水比から補間している。これによると，各試料とも通水前後の含水比の差は最大でも 3% 程度であり，大きな差は見られない。このことから，本実験において見られる通水前後での CBR 値の変化は，既往の研究^{5)~7)}で指摘されているような含水比の増減によって生じているのではないことが分かる。

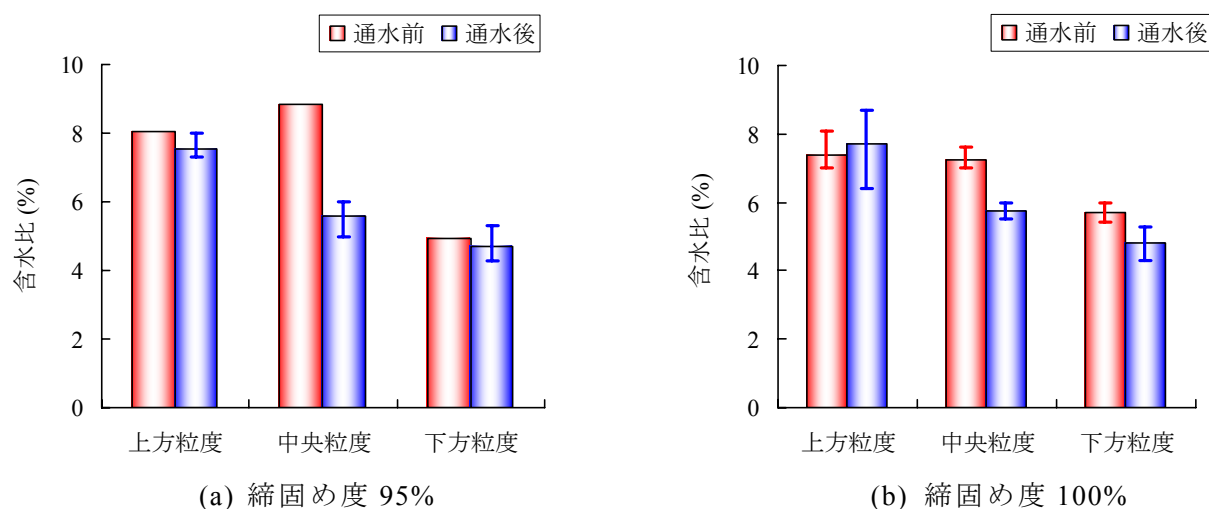
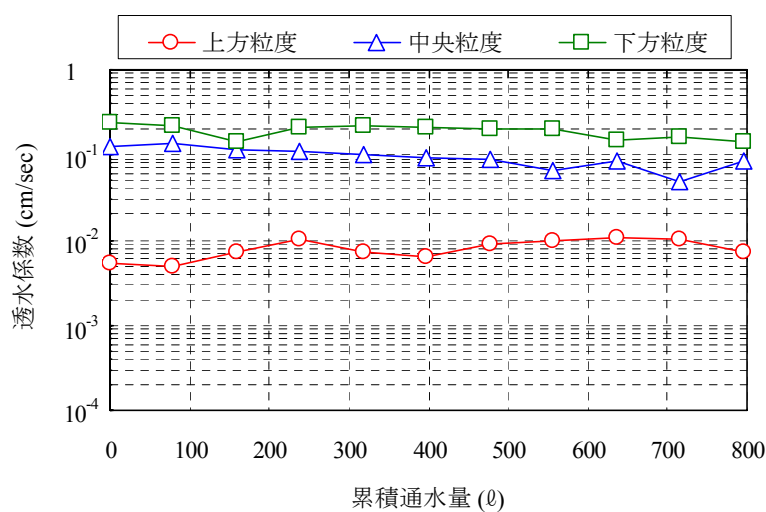


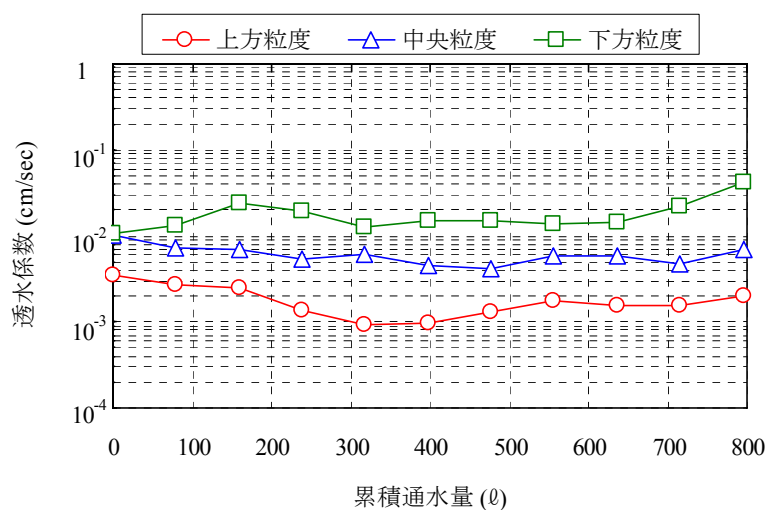
図 5.7 クラッシュラン (C-40) の通水前後の CBR 試験時の含水比

・透水係数

図 5.8 に累積通水量と透水係数の関係を示す．この透水係数は同試料の 3 供試体の平均値を用いている．粒度に着目すると，下方粒度が最も透水係数が大きく，締固め度に着目すると，締固め度 95%の方が透水係数が大きいことが分かる．各試料とも通水により透水係数が変化していることから，通水中に内部構造が変化していることが考えられる．通水により透水係数が低下する試料もあれば，透水係数が増加する試料もあり，粒度や締固め度との関係は確認できなかった．



(a) 締固め度 95%



(b) 締固め度 100%

図 5.8 クラッシュラン (C-40) の透水係数と累積通水量の関係

・流出骨材量

図 5.9 に通水時の流出骨材量を示す．これによると，各試料とも骨材の流出が生じている．締固め度に着目すると，締固め度 95%の方が流出骨材量が多いことが分かる．粒度に着目すると締固め度 95%においては下方粒度，中央粒度からの流出骨材量が多く，上方粒度が小さい結果である．また締固め度 100%においては上方粒度からの流出骨材量が大きく，中央粒度，下方粒度からの流出量が少ない結果となっている．このことから，各試料とも通水中に供試体内部で骨材が移動し，内部構造に変化が生じていることが考えられる．しかし，粒度分布と流出骨材量の関係を確認するまでには至らなかった．

図 5.10 に通水前と通水後の間隙比と透水係数との関係を示す．間隙比が大きくなると透水係数も大きな値を示している．したがって透水性能のみを重視した場合，中央または下方粒度が有利であると考えられる．

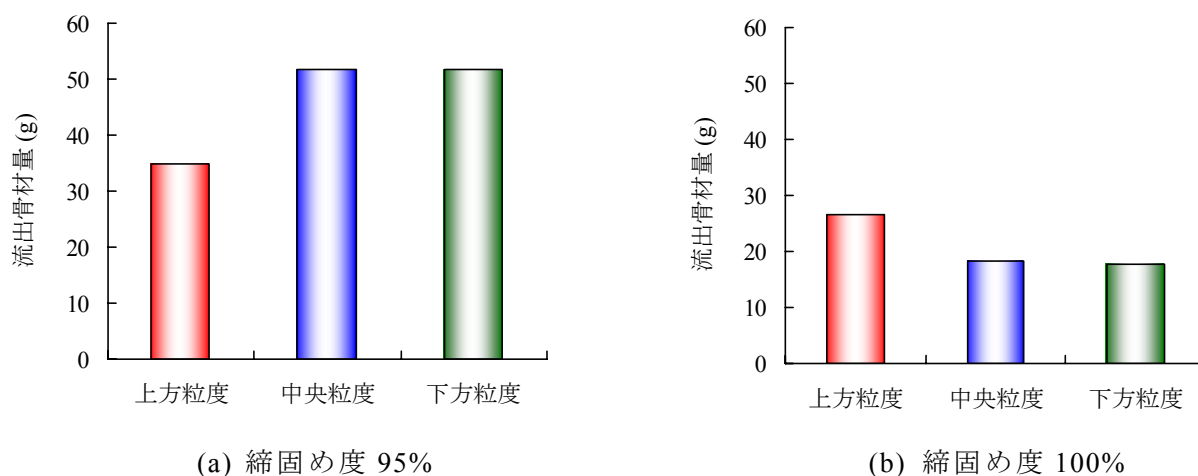
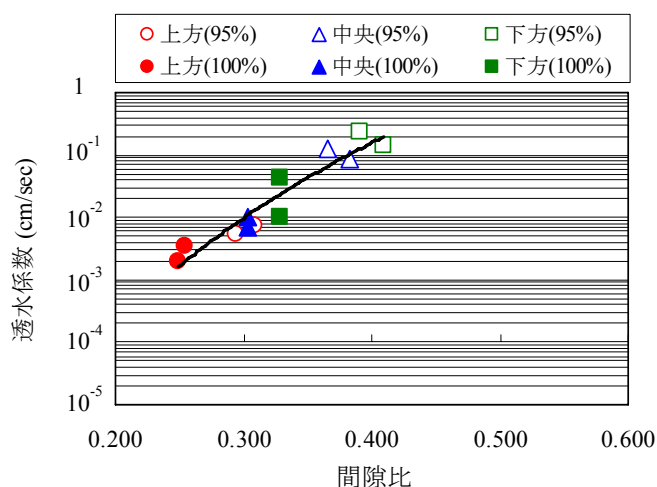


図 5.9 クラッシュラン (C-40) の通水中の流出骨材量



※通水前・通水後の2点をそれぞれプロットしている

図 5.10 間隙比と透水係数との関係

・支持力変化のメカニズム

通水前後の支持力、含水比、透水係数、流出骨材量より、通水による支持力変化のメカニズムについて考察する。通水前後の修正 CBR 試験時において含水比に大きな差が見られないことから、支持力変化は含水比によるものではないことが明らかである。また、透水係数が通水中に変化していることから、通水によって内部構造が変化していると推察される。通水中に有効底板（ $\phi 0.6\text{mm}$ ）から骨材が流出していることから、内部構造の変化として、小さな骨材の移動が考えられ、この骨材の移動が支持力変化の原因であると推察される。

図 5.7 より粒度に着目すると、上方粒度では通水による CBR 値の低下の割合が大きい。すなわち、上方粒度においては、小さな骨材が支持力に大きく寄与しており、通水により骨材が移動すると、支持力に大きく影響することが考えられる。一方、下方粒度においては、通水による CBR 値の低下の割合が小さいことから、粗骨材で支持力が構成されており、小さな骨材が通水により移動しても、支持力への影響は小さいと考えられる。

また、締固め度に着目すると、締固め度 95%より、締固め度 100%のほうが CBR 値の低下割合が大きい。図 5.9 より締固め度 95%の方が流出骨材量は多い。これらのことから、締固め度 100%では、土粒子が密に噛み合い、小さな骨材も支持力に大きく寄与しており、通水により骨材が移動すると、その量はわずかであっても支持力に大きく影響することが考えられる。一方、締固め度 95%では締固め度 100%に比べ緩詰め状態であることから、土粒子間の噛み合わせが弱い。そのため小さな骨材の支持力への寄与が小さく、通水により骨材が移動しても支持力への影響が小さいと考えられる。

(2) 再生クラッシュラン(RC-40)

図 5.11 に再生クラッシュラン(RC-40)の通水前後の CBR 値を示す。なお、通水前の CBR 値は基本性状を求めた際の修正 CBR 試験結果を用いている。

粒度の違いに着目すると、通水前は上方粒度が最も大きな CBR 値を示し、次いで中央粒度、下方粒度の順であることが分かる。通水後の CBR 値においては低下が見られるが、上方粒度が最も大きな CBR 値を示し、次いで中央粒度、下方粒度と小さくなっている。舗装設計施工指針³⁾によると路盤の支持力として再生クラッシュランを用いる場合には、CBR=20%以上を推奨しているが、下方粒度では1個の供試体において CBR=20%をわずかに下回る結果であった。

CBR 値の低下の割合に着目すると、締固め度 95%の場合、中央粒度および下方粒度においてはほとんど CBR 値の低下が見られず、上方粒度の CBR 値の低下割合が大きい結果である。このことから、再生クラッシュランにおいても、粒度によって通水による支持力の変化には違いがあり、概ね小さな骨材の割合の多い粒度の方が低下の割合が大きい傾向である。一方、締固め度 100%の場合は、CBR 値の低下が上方粒度、中央粒度、下方粒度と増加する傾向が見られた。これは締固め度 95%の結果とは異なる。締固め度が大きいと骨材間隙率が低下し、骨材どうしの噛み合わせが良くなり、特にそれが3種類の粒度の中でも間隙率が最も低い上方粒度に顕著に見られたと考えられる。

次に材料の違いによる CBR 値の比較、考察を行う。まずクラッシュラン(C-40)に比べ、再生クラッシュラン(RC-40)の方が粒度によって支持力が大きく異なることが分かる。

また，CBR 値の低下の割合に着目すると，再生クラッシュラン（RC-40）の方が通水後の CBR 値の低下の割合が小さいことが分かる．すなわち再生クラッシュラン（RC-40）の方が雨水浸透による支持力への影響が小さいと考えられる．

以下では修正 CBR 試験時の含水比，透水係数，通水中の流出骨材量から，この通水前後での支持力変化について考察を行う．

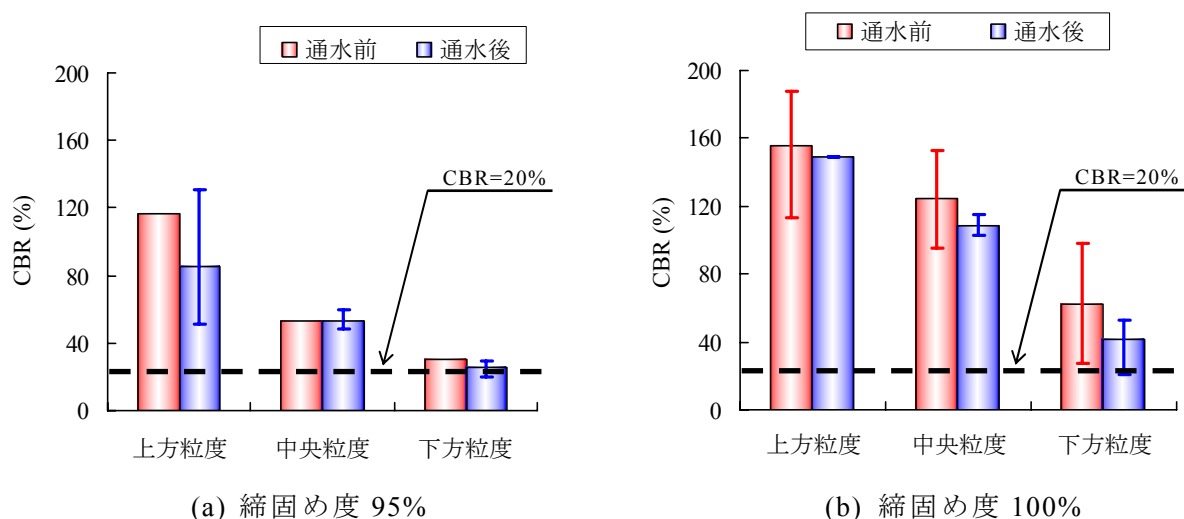


図 5.11 通水前後の CBR 値

・含水比

図 5.12 に通水前後の修正 CBR 試験時に測定した試料の含水比を示す．なお，締固め度 95%の各試料は修正 CBR 試験時の各回数の突固め時における含水比から補間している．これによると，各試料とも通水前後の含水比の差は最大でも 3%程度であり，本実験において見られる通水前後での CBR 値の変化は，既往の研究^{5)~7)}で指摘されているような路床土の含水比が上昇すると供試体の変形特性に差が生じるものではないことが分かる．

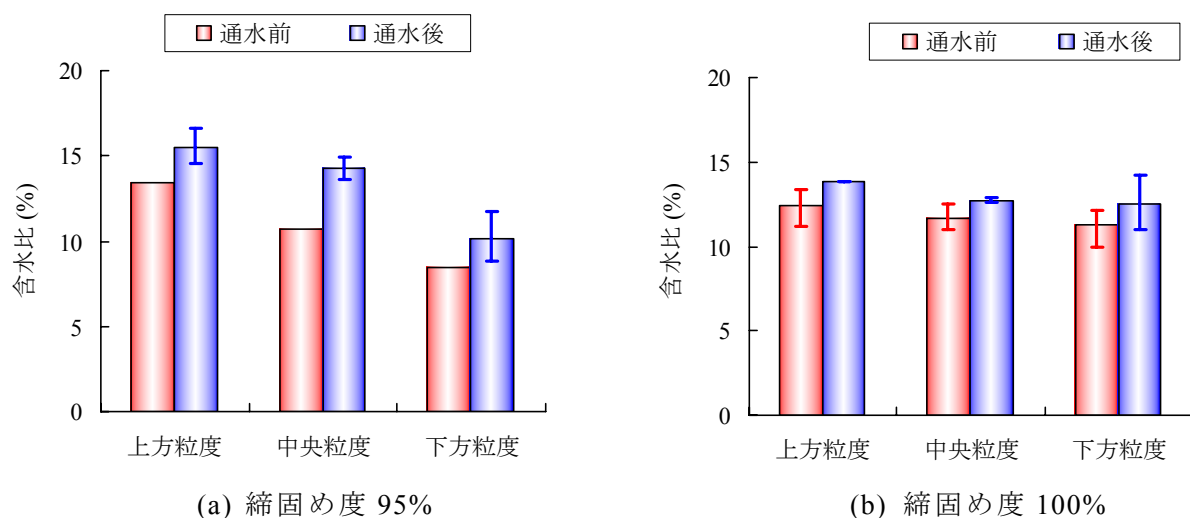
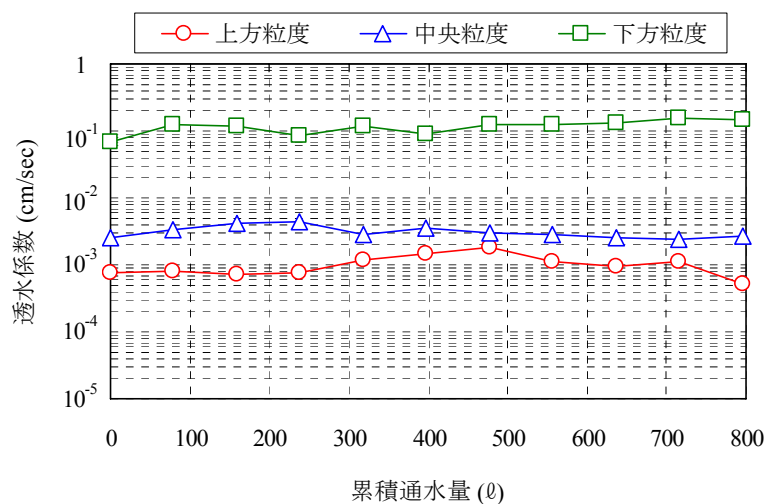


図 5.12 再生クラッシュラン（RC-40）の通水前後の CBR 試験時の含水比

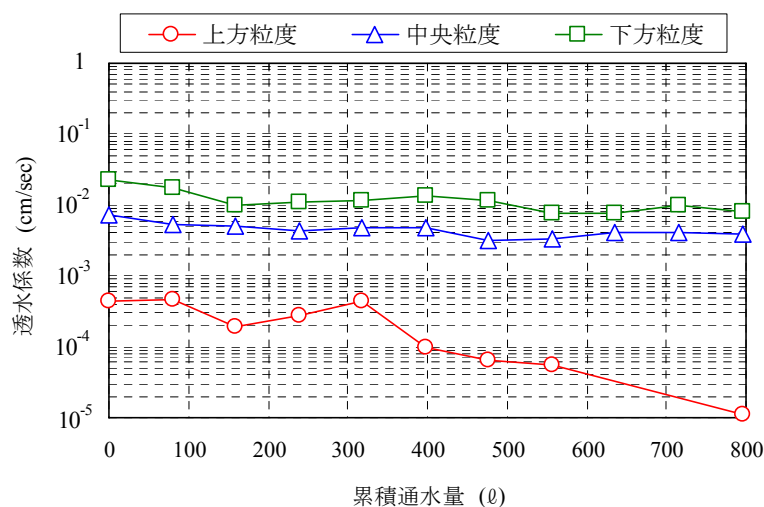
・透水係数

図 5.13 に累積通水量と透水係数の関係を示す．この透水係数は同試料の 3 供試体の平均値を用いている．下方粒度が最も透水係数が高い透水係数であることが分かる．各供試体とも通水により透水係数が変化していることから，通水中に内部構造が変化していることが推察される．また，図 5.2，5.3 から分かるように，突固めによる粒度変化が再生クラッシュラン（RC-40）の方が大きい．これは試料中に含まれるコンクリート再生骨材が破碎したものと考えられ，これが原因で小さい粒径の骨材が増加し，どの粒度においてもクラッシュラン（C-40）より透水係数が小さくなったと考えられる．

締固め度 100%は，どの粒度においても透水係数の低下が見られた．特に上方粒度は低が大きく，締固め度 95%の上方粒度も同様に，独立行政法人土木研究所の道路路面雨水処理マニュアル(案)で推奨されている下層路盤の透水係数 10^{-3}cm/sec を下回る結果となり，透水性舗装には適さないと考えられる．



(a) 締固め度 95%



(b) 締固め度 100%

図 5.13 累積通水量と透水係数の関係

・流出骨材量

図 5.14 に通水中の流出骨材量を示す．締固め度 95%の場合，各試料とも骨材の流出が生じているが，上方粒度および下方粒度からの流出骨材量が多く，中央粒度からの流出骨材量が少ない結果となっている．また，締固め度 100%の場合，上方粒度の流出骨材量が最も少なく，次に中央粒度，下方粒度となっている．これは，修正 CBR 試験結果と同様，上方粒度の骨材間隙率が最も小さいため，粒径の小さい骨材が他の粒度に比べて多いにも関わらず，流出骨材量が少ないと考えられる．

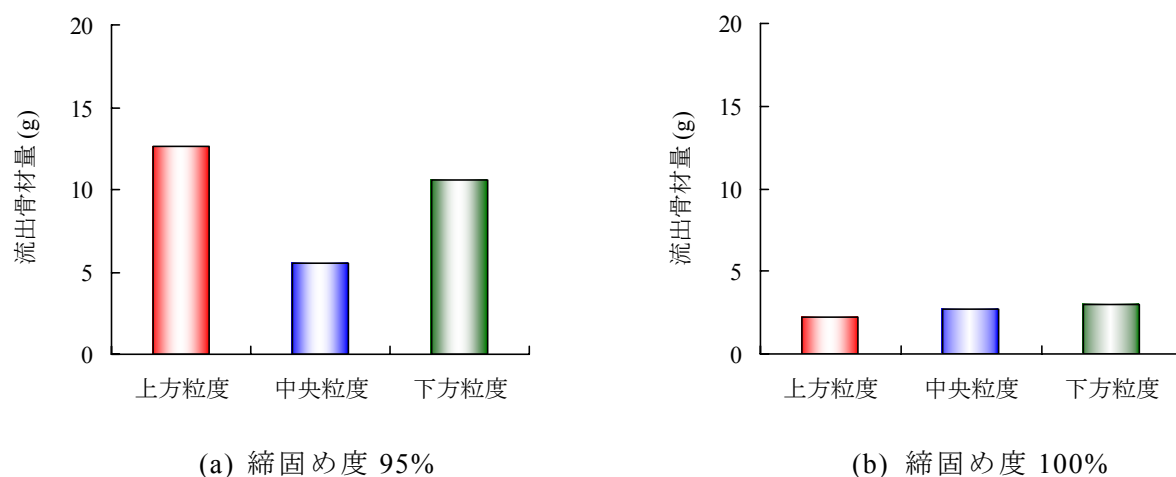


図 5.14 通水中の流出骨材量

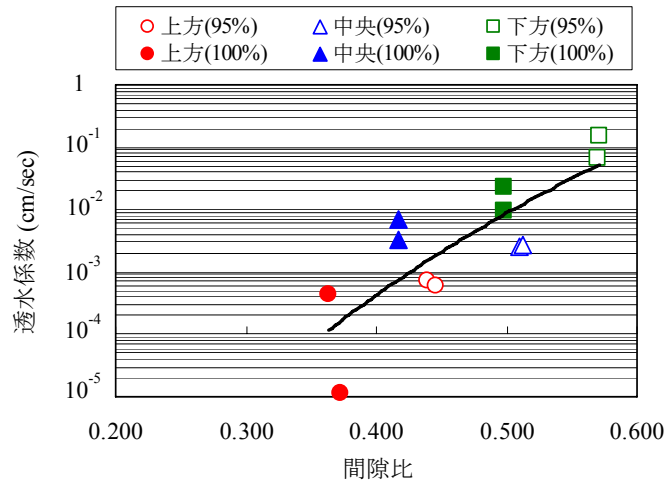
・支持力変化のメカニズム

通水前後の支持力，含水比，透水係数，流出骨材量より，通水による支持力変化のメカニズムについて考察する．クラッシュラン（C-40）の場合と同様に，通水による小さな骨材の移動が内部構造を変化させ，通水による支持力変化の原因となっていることが推察される．

粒度による違いに着目すると，上方粒度においては，小さな骨材が支持力に大きく寄与しており，通水により骨材が移動すると，支持力に大きく影響することが考えられる．特にその傾向は，締固め度が小さい時に見られる．一方，下方粒度においては，小さな骨材が支持力にあまり寄与しておらず，粗骨材で支持力が構成されており，小さな骨材が通水により移動しても，支持力への影響は小さいと考えられる．

また，締固め度に着目すると，締固め度 95%の場合，上方粒度の支持力低下が最も大きく，その他はほとんど変化しない．それに対し，締固め度 100%の場合は，下方粒度の支持力低下が最も大きく，次に中央粒度，上方粒度という順である．また，流出骨材量を見ても，支持力低下が大きくなるに従い流出骨材量も多くなっており，締固め度が大きいほどそれらの関係性が高いことが分かる．これはクラッシュラン（C-40）でも同様である．

図 5.15 に通水前後の間隙比と透水係数との関係を示す．クラッシュラン(C-40)と同様（図 5.10 参照），間隙比が大きくなると透水係数も大きな値を示している．したがって透水性能のみを重視した場合，中央または下方粒度が有利である．



※通水前・通水後の2点をそれぞれプロットしている

図 5.15 間隙比と透水係数との関係

5.2.3 細骨材(粒径 2.36mm 未満)の支持力への影響

上述の結果から通水によって小さな骨材が移動し、雨水浸透による路盤の支持力変化に影響する可能性があることが分かった。ここでは、小さな骨材の割合が支持力へ与える影響を調べるため、表 5.1 に示した規格内で最も小さい目である 2.36mm 未満の骨材の割合を変化させた粒度分布の試料を用いて試験を行った。本研究においては、粒径が 2.36mm 未満の骨材を U-2.36 と定義することにする。

(1) 概要

使用材料はクラッシャーラン (C-40) とし、表 5.1 に示した JIS 5001-1995 に規定されている最も小さい粒度である U-2.36 の割合を上限の 25%，下限の 5%，またその中央の 15% とした粒度を用いた。2.36mm 以上の骨材については規定範囲の中央となるように調整した。図 5.16 に用いた粒度を示す。2.36mm 未満の割合が 25% の粒度を U-2.36_25%，15% の粒度を U-2.36_15%，5% の粒度を U-2.36_5% と呼ぶことにする。

供試体寸法は先の実験と同じ $\phi 150 \times h125$ とした。本試料は通常の供試体作製に用いられるランマではなく、タンパパイプを用いて 3 層に分け、締固め度 95% で作製した。実験装置については図 5.4 に示した装置を用いている。実験手順は 5.2.1(4) 項と同様である。ただし、本実験では通水強度を 360mm/hr とした。また、3 年分通水ごとの透水試験は行わず、通水前と 30 年分通水後のみ透水試験を行った。

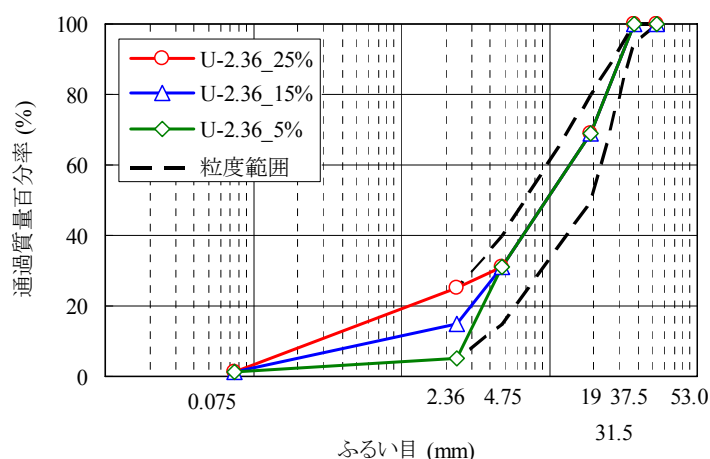


図 5.16 各試料の粒度曲線

(2) 実験結果

図 5.17 に通水前後の修正 CBR 試験結果を示す. 通水前の CBR 値については, U-2.36_25% が最も大きな CBR 値を示し, 次いで 15%, 5% の順で小さい値となっている. このことから U-2.36 の骨材割合が多いほど大きな CBR 値を示すことが分かる. 通水後の CBR 値では, U-2.36_25% が最も大きな CBR 値を示し, 次いで 15%, 5% の順で小さい値となっている. U-2.36_5% は 3 供試体とも通水後に, 舗装設計施工指針³⁾に定められる路盤の品質規格である CBR=20% より小さい値を示した. CBR 値の低下割合は各粒度に差が見られ, U-2.36_15% では CBR 値に低下が見られないという結果である. この通水による支持力変化のメカニズムについて考察を行うため, 含水比, 透水係数, 通水時の流出骨材量から検討する.

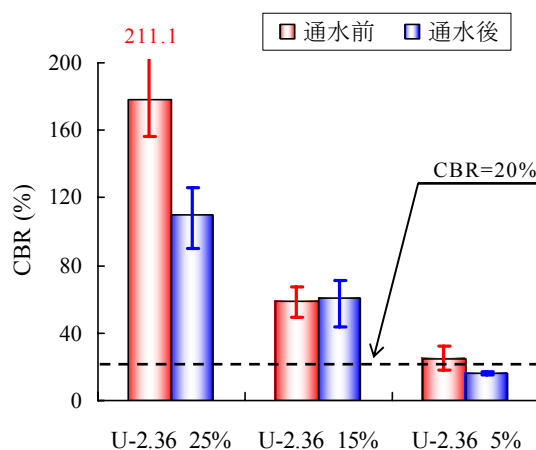


図 5.17 通水前後の修正 CBR 試験結果

・含水比

図 5.18 に通水前後の修正 CBR 試験時に測定した試料の含水比を示す。各試料とも通水前後において含水比の大きな差は見られない。このことから、本実験において見られる通水前後での CBR 値の変化は、既往の研究^{5)~7)}で指摘されているような含水比の増減によって生じているのではないことが考えられる。

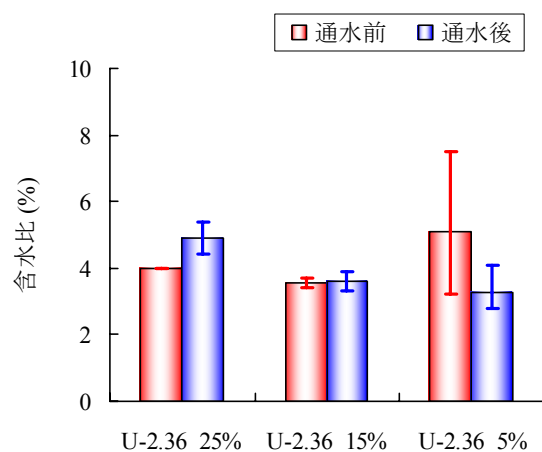


図 5.18 通水前後の修正 CBR 試験時の含水比

・透水係数

図 5.19 に通水前後の各粒度における透水係数の値を示す。これによると、U-2.36 の骨材割合が少ないほど透水係数が大きい傾向である。各試料とも通水後には透水係数が低下しており、内部構造が変化していることが推察される。また通水前後の透水係数の低下割合に着目すると、U-2.36 の割合が少ない試料ほど透水係数の低下割合が小さいことが分かる。

以上のことから、透水性能のみに着目すると U-2.36mm の骨材割合が少ない方が透水性舗装の粒状路盤材としては優れていると考えられる。

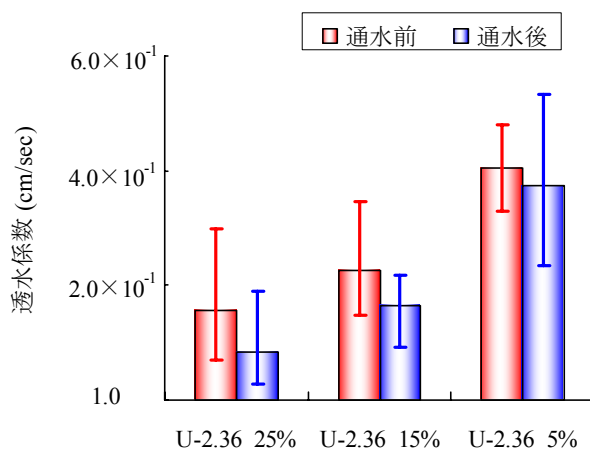


図 5.19 通水前後の各粒度の透水係数

・流出骨材量

図 5.20 に通水中の流出骨材量を示す．これによると，U-2.36mm の骨材割合が小さい試料ほど流出骨材量が多い傾向であることが分かる．

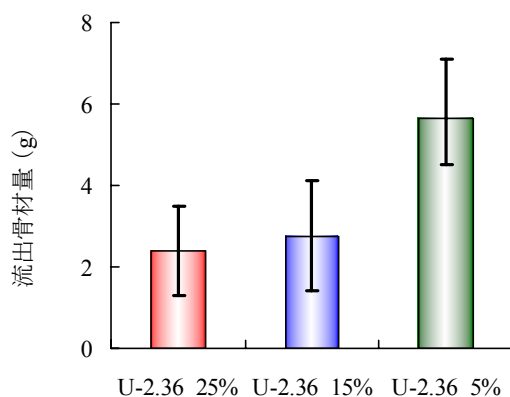


図 5.20 通水中の流出骨材量

・U-2.36 の骨材割合と支持力の関係

U-2.36 の骨材割合が多いほど大きな CBR 値を示すことが明らかとなった．また，通水前後の修正 CBR 試験時において含水比に大きな差が見られないことから，通水前後の CBR 値の変化は既往の研究^{5)~7)}で指摘されている含水比によるものではないことが分かる．

次に，透水係数と流出骨材量に着目すると，U-2.36 の骨材割合が多い方が透水係数の低下の割合は大きいが流出骨材量は少ない結果である．すなわち，U-2.36 の骨材割合が多い試料ほど，小さな骨材が内部構造に大きく影響しており，少しの骨材移動でも内部構造に大きく影響することが推察される．しかし，通水前後の修正 CBR 試験結果からは，U-2.36 の骨材割合と通水による CBR 値の変化の割合には明確な相関は確認できなかった．

(3) 細骨材(粒径 2.36mm 未満)と粗骨材(粒径 2.36mm 以上)の含有量が支持力に与える影響

図 5.16 に示した U-2.36_25%と図 5.1 に示した上方粒度, また図 5.16 に示した U-2.36_5%と図 5.1 に示す下方粒度は U-2.36 の割合がほぼ同じであり，その他の粒度が異なる．すなわちこれらを比較することで，U-2.36 以外の骨材割合の支持力への影響が明らかとなる．ただし，これらは通水強度が異なるため，通水前の CBR 値のみを比較，考察する．

図 5.21 に上方粒度，中央粒度，下方粒度と，U-2.36 の割合を変化させた試料の通水前の CBR 値を示す．図中では U-2.36 の割合が同じ試料を同じ色で示している．なお上方・中央・下方粒度の CBR 値は修正 CBR 試験の結果である．中央粒度と U-2.36_15%の試料は図 5.1 および図 5.15 に示したように同じ粒度であるが，中央粒度はランマで突き固め，U-2.36_15%はタンパバイブで締め固めており，供試体作製方法のみが異なっている．しかし，通水前の CBR 試験結果はほぼ同じ値を示していることから，CBR 値は供試体作製方法の違いに関わらないと考えることができる．

U-2.36 の割合が同じ試料を比較すると、上方粒度より U-2.36_25%の方が大きな値を示し、また U-2.36_5%より下方粒度の方が大きな値を示している。この原因として、U-2.36 以上の粒度の割合が影響していることが考えられる。

図 5.22 に、上方粒度と U-2.36_25%の、図 5.23 に下方粒度と U-2.36_5%の試料の頻度分布を示す。この図は規定ふるい目の範囲内の質量割合を範囲の最大値にプロットしている。上方粒度と U-2.36_25%を比較すると、CBR 値の大きい U-2.36_25%の方が 19mm～37.5mm の範囲の割合が多いことが分かる。また、下方粒度と U-2.36_5%を比較すると、CBR 値の大きい下方粒度の方が 4.75mm～37.5mm の割合が多いことが分かる。これらの粒径の割合の差が U-2.36 の割合が同じでも支持力に違いが生じた原因であると考えられる。既往の研究⁸⁾において礫質土においては最大粒径の大きな試料の方がせん断抵抗角が大きいことが実験的に明らかにされており、修正 CBR 試験のような貫入試験の場合、せん断抵抗角が大きい最大粒径の大きな試料の方が、せん断帯が大きく広がり支持力が大きくなると考えられる。このことから、クラッシャラン (C-40) においては、4.75mm～37.5mm の粒径の割合が多い試料の方が大きな支持力を有することが分かった。

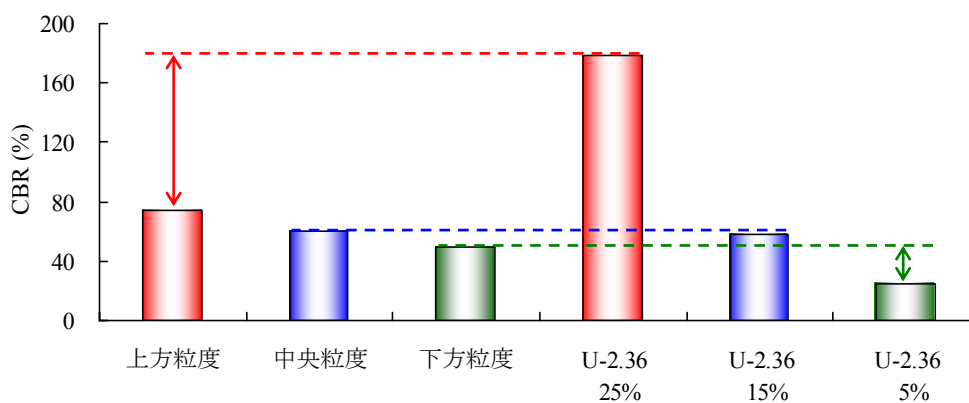


図 5.21 各粒度の通水前 CBR 値

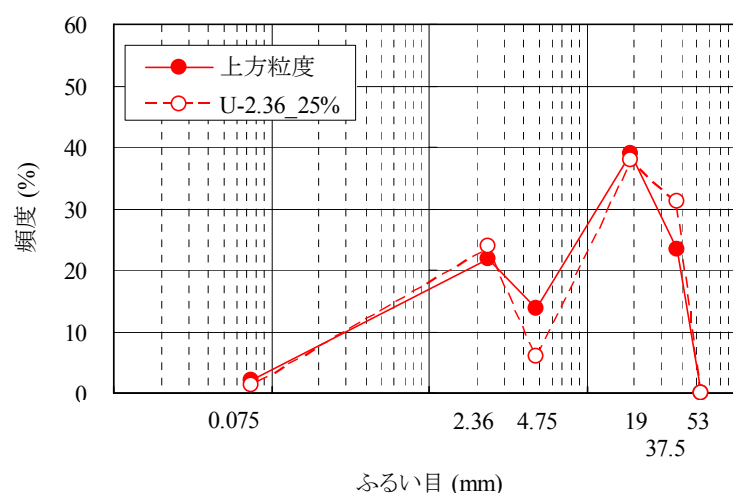


図 5.22 上方粒度と U-2.36_25%の頻度分布

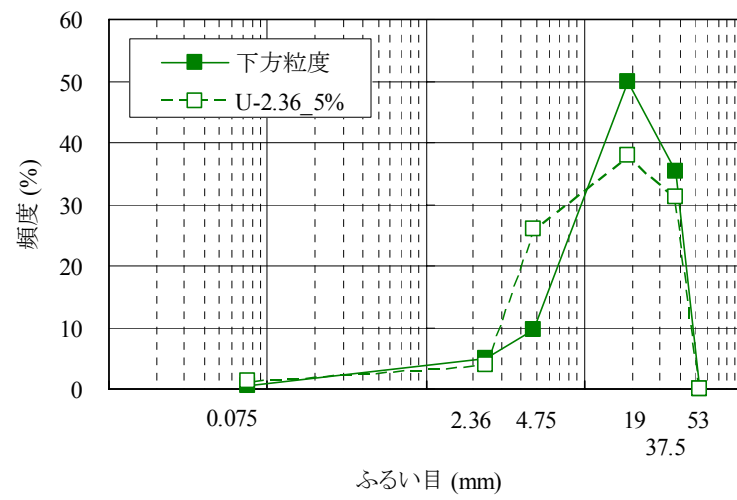


図 5.23 下方粒度と U-2.36_5%の頻度分布

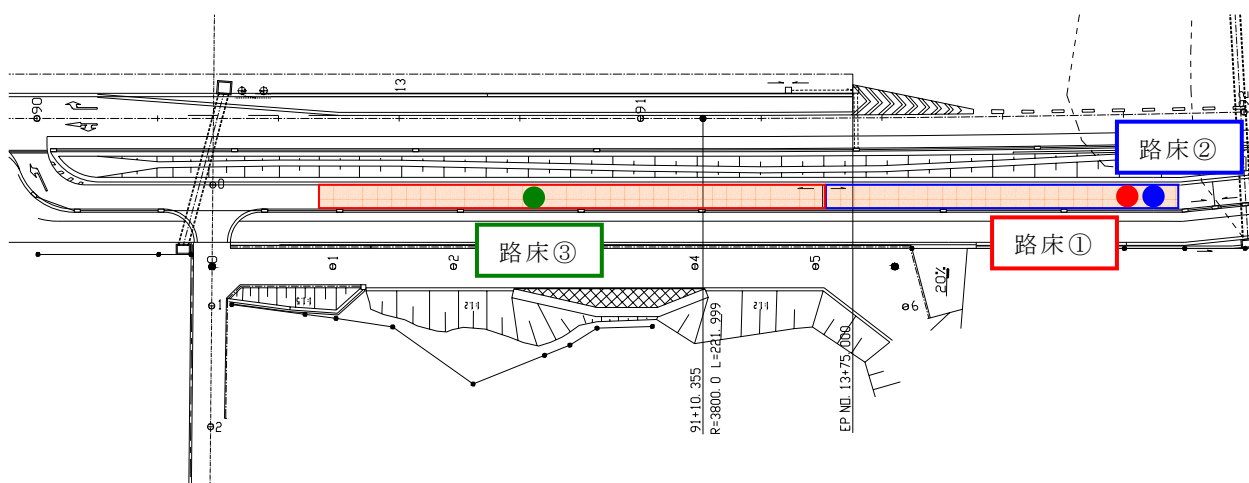
5.3 路床の支持力変化の検証

5.3.1 実験概要

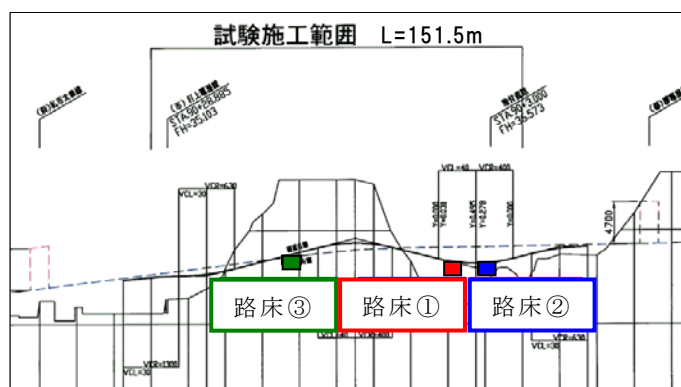
(1) 使用材料

大阪府寝屋川市寝屋地区に建設中である第二京阪道路に透水性舗装が試験施工されている。本研究ではこの現場の路床土を採取し、路床材として用いた。図 5.24 に平面図，縦断面図を示す。図中に示した地点から採取した試料をそれぞれ路床①，路床②，路床③と呼ぶことにする。本試験施工区間には盛土部と切土部が存在しており，路床①，路床②は盛土部より採取，路床③は切土部より採取している。図 5.25 に採取した試料の粒度曲線を示す。路床①，②，③を比較すると，路床①，②に比べ路床③は細粒分が少ない粒度分布を持っている。土の工学的分類によると路床①，②が細粒分質砂質礫，路床③が細粒分まじり砂質礫である。

また，比較試料として中国地方のマサ土（以下，路床④とする）を使用し，それぞれの性状を表 5.2 に示す。



(a) 平面図



(b) 縦断面図

図 5.24 第二京阪道路路床土試料採取箇所

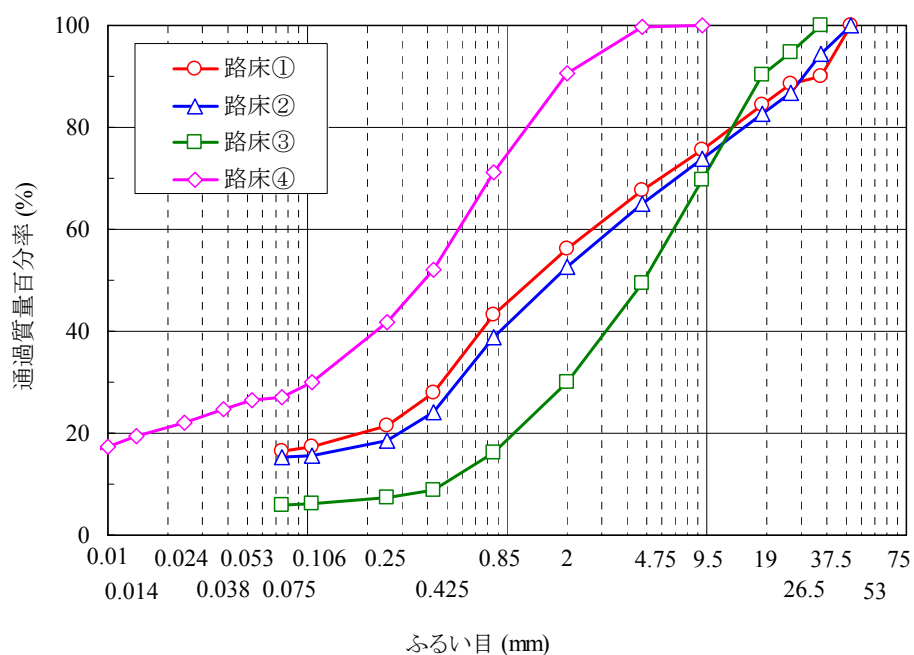


図 5.25 路床土の粒度曲線（図 3.49 に追記）

表 5.2 各試料の諸性状（表 3.9 に追記）

項 目		第二京阪道路			マサ土(中国地方)
		路床①	路床②	路床③	路床④
通過質量百分率 (%)	53mm	—	100.0	100.0	—
	37.5	100.0	89.9	94.5	—
	26.5	94.6	88.5	86.8	—
	19	90.4	84.5	82.7	—
	9.5	69.8	75.7	73.8	100.0
	4.75	49.5	67.6	65.1	99.7
	2	30.0	56.2	52.7	90.6
	0.85	16.2	43.1	38.7	71.3
	0.425	8.9	28.0	24.1	52.1
	0.25	7.5	21.5	18.6	41.8
	0.106	6.1	17.3	15.7	30.0
	0.075	6.0	16.6	15.2	27.1
混合物の性状	自然含水比 (%)	—	—	—	12.8
	室内CBR (%)	136.1	27.6	48.4	17.1
	均等係数 U_c	—	—	—	170.85
	曲率係数 U'_c	—	—	—	6.01
	液性限界 (%)	42.9	37.5	43.1	—
	塑性限界 (%)	25.3	24.3	25.2	—
	PI	17.6	13.2	17.9	—
	土の分類名	細粒分混じり砂質礫	細粒分質砂質礫	細粒分質砂質礫	シルト質砂
	分類記号名	GS-F	GFS	GFS	GS-F
	土粒子の密度 (g/cm^3)	2.622	2.628	2.621	2.647
	最大乾燥密度 (g/cm^3)	2.062	1.938	1.857	1.809

(2) 供試体の作製

供試体の寸法は、舗装調査・試験法便覧⁹⁾の「CBR 試験」に準拠して $\phi 150\text{mm} \times h125\text{mm}$ とし、CBR モールド内に作製した。また、各試料とも試料ごとのばらつきを考慮して 3 供試体について試験を行い、平均値を用いて議論することにした。

路床材は、通常の CBR 試験の場合は、4.5kg ランマを用い突固め回数 67 回で 3 層に分けて突き固めるとされているが⁹⁾、本研究では現場の路床土を再現するため、タンパパイプを用いて 3 層に分けて現場密度に合わせて突き固めて作製した。

なお、実験装置については図 5.4 に示した装置を用いている。実験手順は 4.2.1(5)項と同様である。また、透水試験に関しては、路床④は 10^{-6}cm/sec と非常に小さい値であったため実施していない。

5.3.2 実験結果

図 5.26 に路床①～④の通水前後の CBR 値を示す。路床③については、1 試料が極端に大きい値を示したため、舗装設計便覧¹⁰⁾を参考にこの測定結果を棄却し、2 供試体の平均値を用いている。各試料とも通水後に CBR 値が低下していることが分かる。本供試体は現場の路床土に生じる現象を再現するために現場密度に締め固めて作製しているので、現場では路床土への雨水浸透により支持力が低下することが考えられる。また、図 5.25 に示したこれらの試料の粒径加積曲線によると、路床①、②は細粒分が 16%程度、路床③は細粒分が 6%程度である。細粒分割合に着目すると、細粒分割合の多い粒度である路床①、②においては通水による CBR 値の低下割合が大きく、細粒分の少ない粒度である路床③においては、通水による CBR 値の低下割合が小さい傾向が見られる。逆に路床④においては路床①～③に比べて細粒分の割合が非常に大きいため、支持力の低下も大きくなったと考えられる。しかし、いずれに場合も路床に要求される支持力の $\text{CBR}=3\%$ を下回っていない。路床①に関しては若干下回っているが、試験数が 3 試料ということもあり誤差範囲と考える。

この通水前後の支持力変化のメカニズムについて考察するため、含水比、通水中の透水係数、試験モールドからの流出骨材量について検討する。

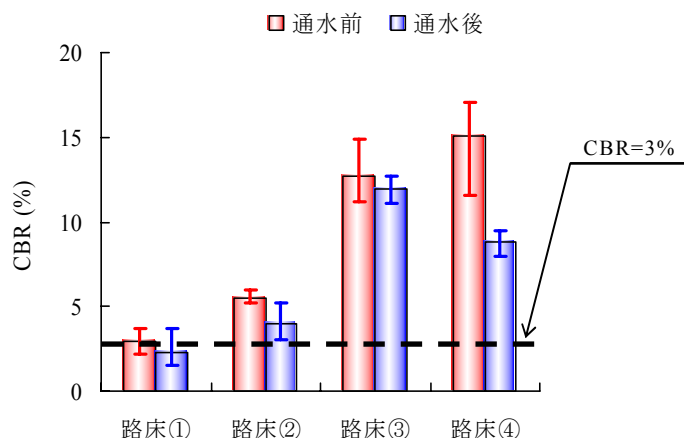


図 5.26 路床土の通水前後 CBR 値

・含水比

図 5.27 に通水前後の CBR 試験時に測定した含水比を示す．これによると，各試料とも通水前後において含水比には大きな差は見られない．このことから，本実験において見られる通水前後での CBR 値の変化は，既往の研究^{5)~7)}で指摘されているような含水比の増減によって生じているのではないことが分かる．

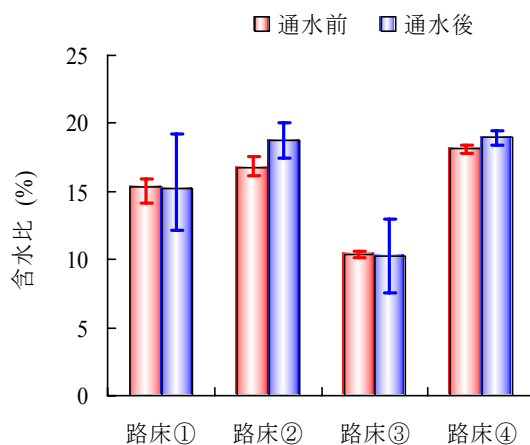


図 5.27 通水前後の CBR 試験時の含水比

・透水係数

図 5.28 に通水量と透水係数の関係を示す．この透水係数は各試料の平均値を用いている．これによると，路床③の透水係数が大きく，路床②の透水係数が小さいことが分かる．また，各供試体とも通水に伴い透水係数に変化が見られ，概ね低下傾向にある．すなわち，通水により内部構造が変化していることが考えられる．

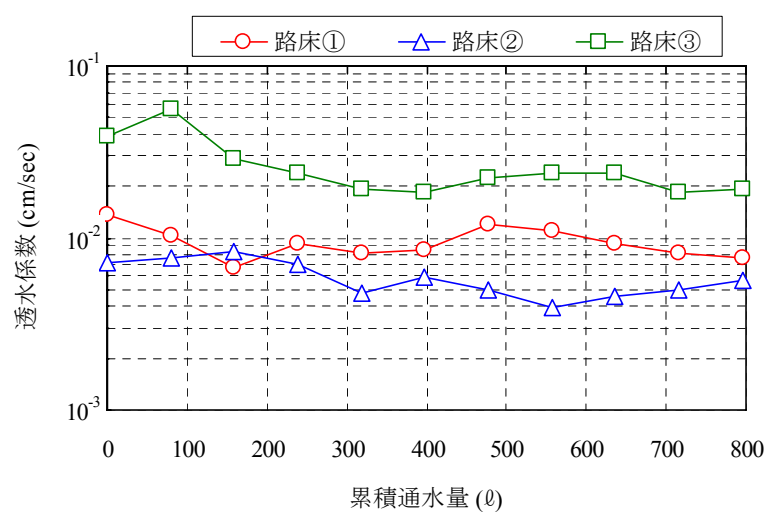


図 5.28 累積通水量と透水係数の関係

・流出骨材量

図 5.29 に通水中の流出骨材量を示す。路床①～③で比較すると、路床③からの流出骨材量が多く、路床①、②の流出骨材量が少ない。すなわち路床③が通水による骨材の移動量が多いことが考えられる。路床③は路床①、②と比較すると細粒分の割合が少なく、骨材間隙が多いことが考えられ、この間隙が水みちとなり、その部分を小さな骨材が移動した結果、流出骨材量が多くなったと推察される。これに対し、比較試料の路床④の流出骨材量は非常に少なく、これは他の 3 種類に比べ透水係数が極端に低いため間隙が形成されにくいことから判断できる。

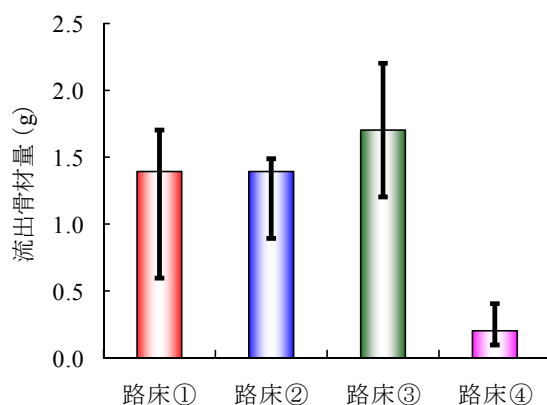


図 5.29 通水中の流出骨材量

・支持力変化のメカニズム

通水前後において含水比に大きな差が見られないことから、通水前後に見られる支持力変化は既往の研究^{5)~7)}で指摘されているような含水比によるものではないことが分かる。また、透水係数が通水中に変化していることから、通水によって内部構造が変化していることが推察される。路床土においても通水中に有効底板（ $\phi 0.6\text{mm}$ ）から骨材が流出していることから、内部構造の変化として、小さな骨材の移動が考えられる。

各試料とも透水係数が低下していることから、通水中に試料内で空隙づまりのような現象が起きていることが考えられる。ドレーンや注水井戸に関する既往の研究^{11),12)}では、地盤においては排水や注水によって細粒分が移動し、ドレーン周辺に細粒分が集まって排水性能が低下することが指摘されている。これと類似した現象が本試料内でも生じていると考えられる。試料内を骨材が移動し、ある部分に堆積して空隙が詰まるような現象が生じ、透水係数が低下していることが推察される。また、骨材が移動して密になる部分が形成される一方で、細粒分が抜け落ちて粗になる部分が形成されることが考えられ、この粗となる部分で粗粒分が不安定化し、支持力の低下に影響していると推察される。

また、西垣ら¹²⁾は、成田砂においては動水勾配が 1 以上で透水係数が変化し始め、細粒分の移動が生じる事を示した。本実験では、西垣らの研究に用いられた試料と異なる試料ではあるが、雨水浸透を模擬して供試体上部から不飽和状態で通水しているため、動水勾

配は 1 となり，西垣らによって細粒分移動が生じるとされている動水勾配で実験を行っていることから，試料内の骨材が移動したものと推察できる．

図 5.26 に示した各試料の通水前後の CBR 値の低下割合に着目すると，細粒分割合が相対的に多い路床①，②および路床④では支持力の低下割合が大きい，通水中の骨材移動量は小さい．これらの結果から，路床①，②および路床④においては小さな骨材が支持力に大きく寄与しており，通水により小さな骨材が移動すると，支持力に大きく影響することが考えられる．一方，相対的に細粒分の少ない路床③においては，支持力の低下割合は小さいが，通水中の骨材移動量が多い．このことから，路床③では小さな骨材が支持力にあまり寄与しておらず，粗粒分で支持力が構成されており，骨材が通水により移動しても，支持力への影響が小さいと推察される．

5.4 骨材移動現象の再現

(1) 実験概要

上記の結果から，路床土において小さな骨材が試料内で移動し，支持力や透水係数が変動することが推察された．そこで，実際に試料内の骨材移動を確認することを試みた．

路床①と②は似た性質であると考え，路床①および路床③を用いた．図 5.30 に実験の概要を，以下に実験手順を示す．

- ① $\phi 150\text{mm} \times h300\text{mm}$ のコンクリートモールド内に供試体を作製する．供試体は高さ 5cm を 1 層とした 6 層構造とし，上から 1 層目，2 層目…と呼ぶこととする．予め現場密度から 1 層ごとの試料重量を算出し，1 層の試料が図 5.25 に示す粒度分布になるように配合を行う．
- ② 1 層分ずつの試料をモールド内に入れ，高さ 50mm になるようタンパで締め固める．この時、供試体の底部に骨材の流出を防ぐためにろ紙を設置する．
- ③ 水浸養生させて供試体を飽和させる．
- ④ 飽和透水を行う．排水を転倒柵型流量計で受け，連続的に透水量を測定する．この時の動水勾配は先の通水試験と同じとするため 1 とする．
- ⑤ 時間当たりの透水量が一定になった時点で骨材の移動が終了したと見なし，透水を止め，供試体を 50mm 間隔で分割し，乾燥させる．
- ⑥ 各層ごとにふるい分けを行い，粒度分布を調べ，骨材の移動を調べる．

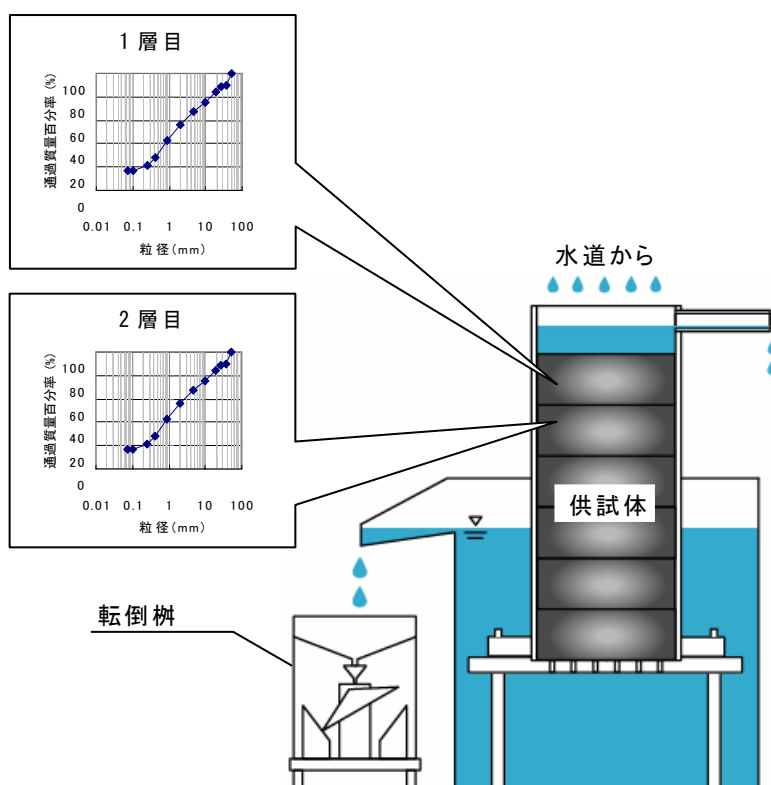


図 5.30 骨材移動再現試験概要

(2) 実験結果

a) 路床①

図 5.31 に路床①の透水係数と累積通水時間の関係を示す．この図より，初期には $1.2 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ 程度であった透水係数が，約 300 時間通水後には $2.0 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ 程度となっており，通水によって透水係数が 10 分の 1 程度に低下している．すなわち，通水によって骨材が移動し，試料内に密になる部分が形成され，透水係数が低下したと考えられる．

次に図 5.32 に通水後の各層の粒度曲線を，図 5.33 に各層のふるい目の粒度範囲の頻度分布を示す．粒度曲線より，各層の粒度分布に違いが見られることが分かる．また頻度分布より，粒径 0.075mm 未満の細粒分に着目すると，下の層の頻度が大きくなる傾向であることが分かる．同様に，0.85mm 未満の粒径では下の層の頻度が大きくなる傾向であり，粒径 0.85mm 未満の骨材が透水によって下方へ移動，堆積し，供試体の下方では空隙づまりのような現象が生じて透水係数が低下していると考えられる．また，下方に骨材が移動し密になる部分が形成される一方で，供試体上部では細粒分が抜け落ちて粗になる部分が形成されることが考えられ，このような現象により通水によって支持力が低下したと考えられる．

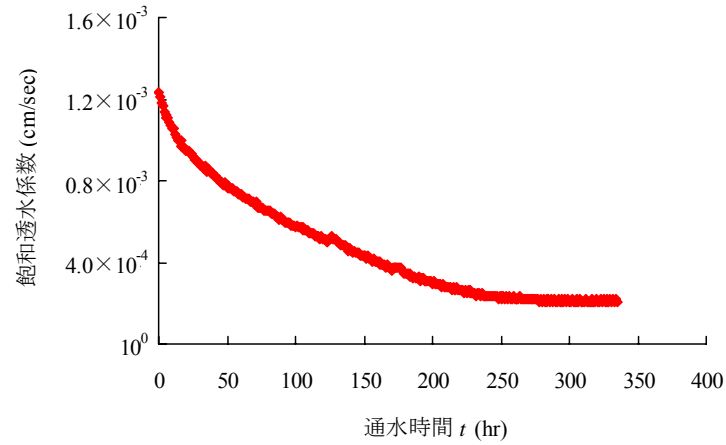


図 5.31 路床①の透水係数と累積通水時間の関係

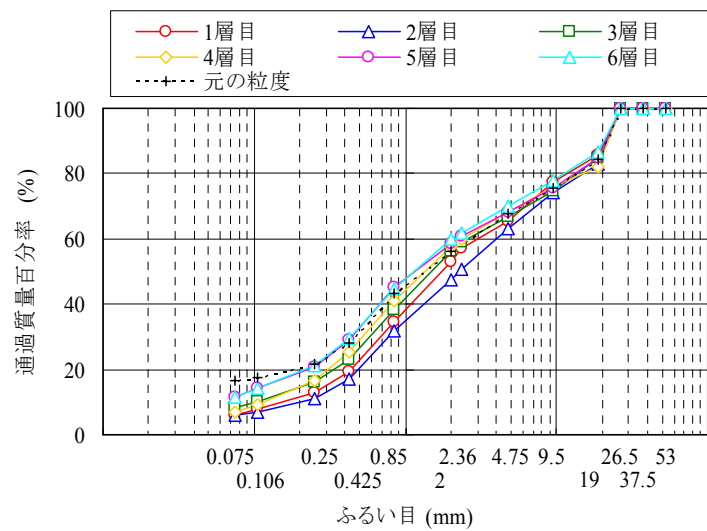


図 5.32 通水後の各層の粒度曲線

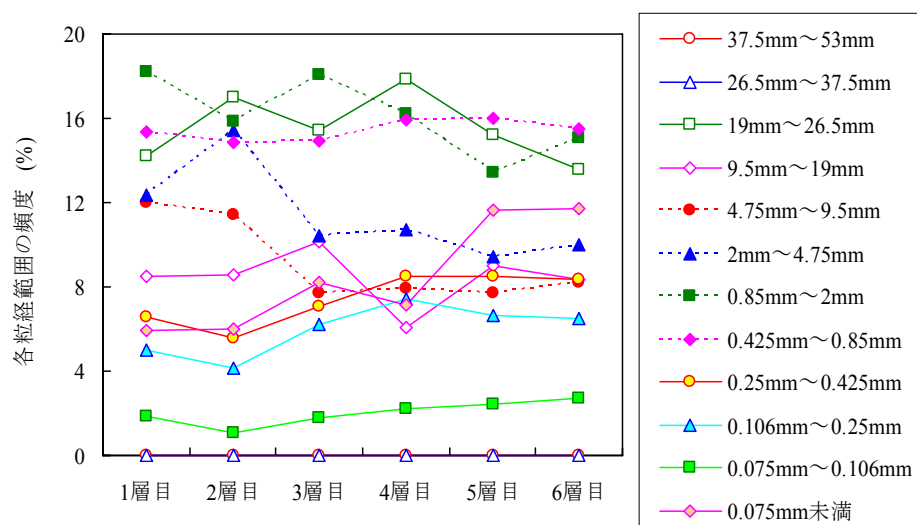


図 5.33 各層のふるい目の粒度範囲の頻度分布

b) 路床③

図 5.34 に路床③の透水係数と累積通水量の関係を示す．通水初期には $1.0 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ 程度であった透水係数が約 250 時間通水後には $5.0 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ 程度に低下しており，透水によって骨材が移動し，試料内に密になる部分が形成され，透水係数が低下したと考えられる．

次に図 5.35 に通水後の各層の粒度曲線を，図 5.36 に各層のふるい目の粒度範囲の頻度分布を示す．粒度曲線によると，各層に違いがほとんど見られないことが分かる．頻度分布においても路床①では移動が確認された 0.85mm 未満の粒径では，各層で明確な頻度の差が確認できない．これらの結果，路床③においては明らかな骨材の移動は確認できなかった．しかし通水に伴い透水係数が低下しているため，骨材が移動し，ある部分で空隙づまりが生じていることは明らかである．この現象が粒度分布に現れなかった原因として，骨材の移動によって空隙づまりが生じた部分のごくわずかであり，粒度曲線では捉えることができなかった可能性が考えられる．

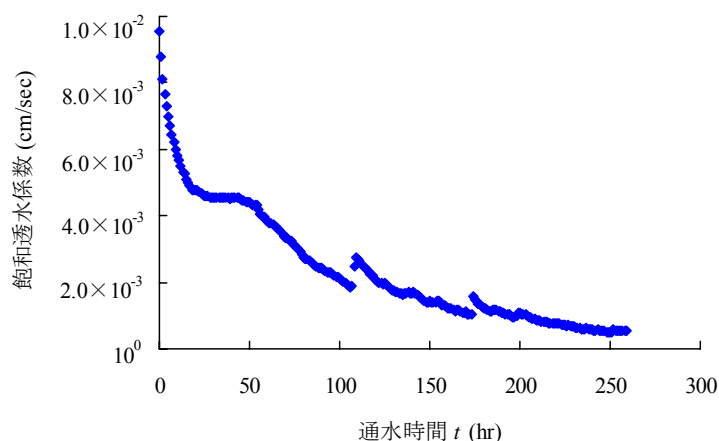


図 5.34 路床③の透水係数と累積通水量の関係

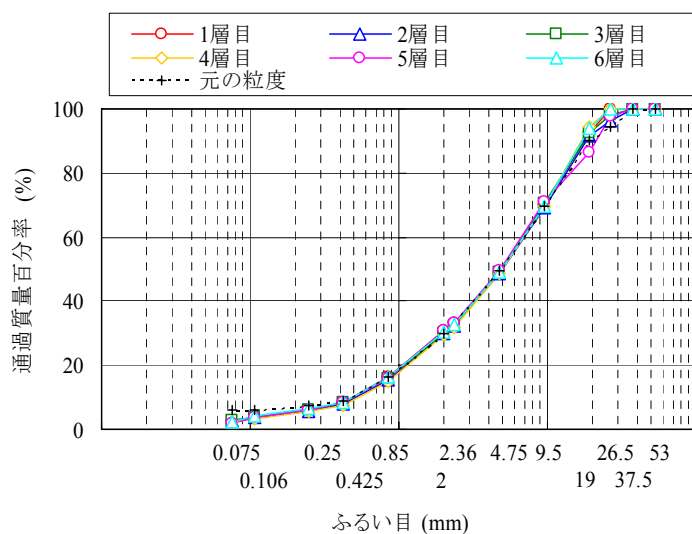


図 5.35 通水後の各層の粒度曲線

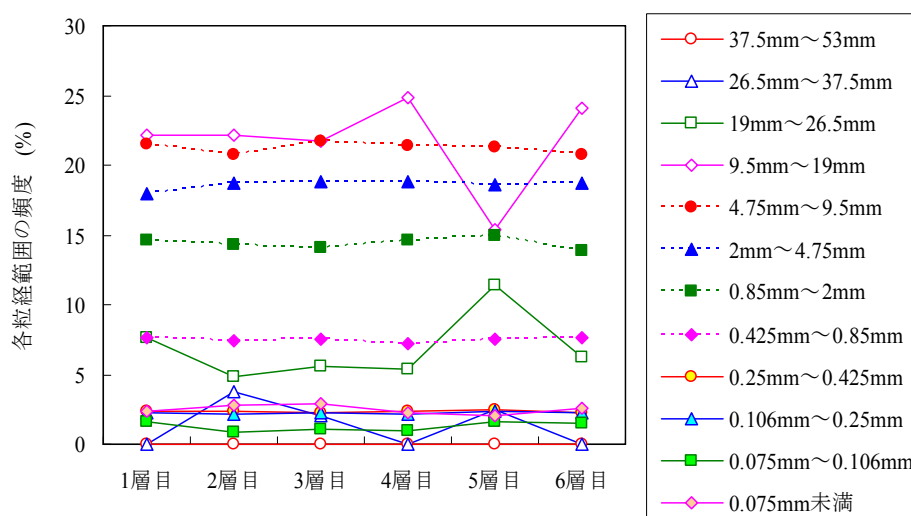


図 5.36 各層のふるい目の粒度範囲の頻度分布

以上の結果から雨水浸透により内部構造が変化することが確認された。また路床①においては 0.85mm 未満の粒径の骨材が、通水により下方へ移動し、これが支持力の低下と透水係数の低下に影響していることが確認された。

5.5 結 言

本章では、透水性舗装の粒状路盤材としてクラッシュラン（C-40）および再生クラッシュラン（RC-40），また第二京阪道路において透水性舗装の試験施工箇所より採取した路床土を用いて，透水性舗装の雨水浸透による粒状路盤材，路床土の支持力の変化，およびメカニズムについて室内試験により検討を行った。得られた知見を整理すると以下の通りである。

① 支持力変化について

本研究で用いた粒状路盤材，路床土においては，雨水浸透により支持力の低下が確認されたが，いずれの場合も許容支持力を下回っていないことが分かった。クラッシュラン（C-40）と再生クラッシュラン（RC-40）では支持力に違いが見られ，再生クラッシュランの方が雨水浸透による支持力への影響が小さいことが分かった。これは，再生クラッシュラン（RC-40）の方が雨水浸透による，内部の骨材移動量が少ないことが原因であることが推察された。また，クラッシュラン（C-40）に比べ，再生クラッシュラン（RC-40）は粒度により支持力が大きく異なることが分かった。

したがって，粒状路盤材は雨水浸透により強度が事前の材料試験結果から低下し，路床においても事前試験の結果から低下することを考慮して材料選定，舗装厚の設定をする必要がある。

② 支持力低下のメカニズムについて

雨水浸透により小さな骨材が下方へ移動し、上部では骨材が抜け落ちて粗になる部分が形成され、これにより支持力が低下したと考えられる。また、路床材を用いて 0.85mm 未満の粒径の骨材が通水により下方へ移動することを確認した。本研究で用いた粒状路盤材は、規定範囲内において粒度によって支持力が大きく異なり、粒径 2.36mm 未満の骨材割合が多い粒度ほど大きな支持力を示すことが分かった。しかし、粒径 2.36mm 未満の骨材割合が少ない粒度では、小さな骨材が支持力への影響が小さく、通水によってこれらが移動しても、支持力の低下の割合が小さいことが分かった。また、小さな骨材割合だけでなく、礫分も支持力に影響しており、粒径 4.75mm～37.5mm の割合が多い方が大きな CBR 値を示すことが分かった。

このことより、透水性舗装は従来の密粒度舗装や排水性舗装のように規定の強度を満足すれば良いのではなく、雨水浸透の影響を受けても強度を維持する必要がある。そのためには、規定範囲内の粒度であるだけでなく、さらに適正な粒度（特に、粒度 2.36mm 未満の骨材割合に留意）のものを使用しなければならない。

③ 透水性について

本研究で用いた粒状路盤材、路床土においては、雨水浸透により透水係数の変動が確認された。この原因として、②で述べた小さな骨材の移動により、内部で空隙づまりのような現象が起こっていることが推察される。粒状路盤材においては、クラッシュラン（C-40）の方が再生クラッシュラン（RC-40）に比べ透水係数が大きく、透水性舗装の粒状路盤材としての機能性が高いことが分かった。また粒状路盤材においては 2.36mm 未満の骨材割合が少ない粒度の方が透水係数も大きいことが分かった。

以上のようなことより、透水性のみを考えた場合、クラッシュラン（C-40）の使用が良いと考えられる。しかし、設計する際には耐久性やコストも考慮する必要があり、施工箇所・条件、耐久性、透水性およびコストなどトータル的に考える必要がある。

第5章の参考文献

- 1) 中西弘光，浅野耕司，川西礼緒奈，高砂武彦：車道透水性舗装におけるフィルター層の有効性の検証，土木学会第55回年次学術講演会，pp.14-15，2000.
- 2) 社団法人 日本道路協会：舗装調査・試験法便覧〔第4分冊〕，[4]－5-9，2007.
- 3) 社団法人日本道路協会編：舗装設計施工指針（平成18年度版），2006.
- 4) 独立行政法人土木研究所：道路路面雨水処理マニュアル（案），山海堂，2005.
- 5) 遠藤桂，野田悦郎，中原大磯：路床の含水状態と支持力に着目した車道透水性舗装の構造設計法の検討，道路建設，pp.36-41，2001.2.
- 6) 遠藤桂，野田悦郎，竹内康：試験舗装による車道用透水性舗装のパフォーマンス，第24回日本道路会議一般論文集(C)舗装部会，pp.46-47，2001.
- 7) 磯部雅紀，岡藤博国，片山潤之介：車道透水性舗装における路床の強度特性に関する検討：第25回日本道路会議一般論文集，2003.
- 8) 西垣誠，田中卓也，苗村正三，森嶋章，森田昌伸：復水工法の日詰まり特性に関する研究，土木学会第46回年次学術講演会第3部，pp.912-913，1991.
- 9) 社団法人 日本道路協会：舗装調査・試験法便覧〔第1分冊〕，[1]－190-198，2007.
- 10) 社団法人日本道路協会編：舗装設計便覧，2006.
- 11) 西垣誠，田中卓也，苗村正三，森嶋章，森田昌伸：復水工法の日詰まり特性に関する研究，土木学会第46回年次学術講演会第3部，pp.912-913，1991.
- 12) 朴永穆，三浦哲彦，上原清貴：高圧縮粘土の圧密改良に用いるPD材の排水機能について，土木学会第47回年次学術講演会第3部，pp.1074-1075，1992.

第6章 実路における透水性舗装各層の支持力変化の検証

6.1 緒言

国道 24 号の追跡調査のなかで FWD 調査によるたわみの経年変化の検証から、時間の経過に伴いたわみの変化が見られた。これは路盤材料、ジオテキスタイル等の影響を受けているとされているが¹⁾、浸透水がどのように影響しているかが解明されていない。同様に国道 163 号、国道 9 号および関東地方の市道（以下、市道）においても支持力に変化が見られた。そこで、本章では、実路における透水性舗装各層の支持力変化を検証した。

実路において、透水性舗装の支持力に影響を与える要因としては、次の 2 つが考えられる。

1. 交通荷重
2. 路盤、路床への雨水浸透による支持力変化

1. の交通荷重は締固め効果により支持力を増加させることが考えられる。一方、2. については雨水浸透により路盤、路床の支持力が低下することが考えられる。1. と 2. は相反するものであり、これらを踏まえて考察を行う。ただし実路においては、粉塵や土砂等による空隙つまりや交通荷重による空隙つぶれが生じ、透水量が低下することが考えられる。透水量が低下するということは、すなわち舗装体に雨水が浸透しないことを意味し、ゆえに支持力が低下しないと考えられる。したがって、この透水量も支持力の低下の要因の一つとも考えられることより、現場透水試験結果についても考察する。なお、上記した 2 つに加えて、アスファルト混合物の経年劣化も考えられるが、既往の研究からポリマー改質アスファルトを用いたポーラスアスファルト混合物は耐久性に優れるとされていることから^{2)~5)}、本研究ではアスファルト混合物の経年劣化を考慮しないことにする。

6.2 重交通道路における試験施工

6.2.1 国道 24 号

(1) 試験施工概要

現在、透水性舗装はそれが持つ諸機能が環境対策として注目され、重交通道路への適用が試みられており、試験施工および調査が実施されている。諸機能として、急激な環境変化のなか、近年多発している都市部での豪雨に対する洪水抑制や路面排水施設の負荷軽減、植生等の地中生態の改善、ヒートアイランド現象抑制などの対策として、近畿圏においても 1993 年 5 月に供用が開始された一般国道 24 号和歌山バイパス（図 6.1）の試験施工が 2006 年で 14 年目を迎えた。そこで実施されている追跡調査の中の FWD による支持力調査について検証した。

舗装構造を図 6.2 に示し、試験舗装の使用材料を表 6.1~6.4、アスファルト混合物および粒状路盤材の粒度分布を図 6.3~6.5 に示す。



図 6.1 国道 24 号試験施工箇所

CL	走行車線	標準舗装 1工区	透水性舗装 2工区	透水性舗装 3工区	透水性舗装 4工区	透水性舗装 5工区	透水性舗装 6工区	透水性舗装 7工区	供用時：上り線 拡幅後：上り走行車線 供用時：下り線 拡幅後：上り追越車線
	追越車線							至奈良 (上り)	
		KP126.085 ● KP126.060		● KP125.910		中央分離帯		KP125.735	
CL	追越車線								平成 9 年 5 月拡幅
	走行車線	至和歌山 (下り)							
		50.0m	50.0m	50.0m	50.0m	50.0m	50.0m	50.0m	
深さ z (mm)	0	表層 (密粒度)	表層 (ポーラス (13))	表層 (ポーラス (13))	表層 (ポーラス (13))	表層 (ポーラス (13))	表層 (ポーラス (13))	表層 (ポーラス (13))	
	100.0	中間層 (粗粒度)	中間層 (ポーラス (20))	中間層 (ポーラス (20))	中間層 (ポーラス (20))	中間層 (ポーラス (20))	中間層 (ポーラス (20))	中間層 (ポーラス (20))	
	200.0	基層 (粗粒度)	基層 (ポーラス (20))	基層 (ポーラス (20))	基層 (ポーラス (20))	基層 (ポーラス (20))	基層 (ポーラス (20))	基層 (ポーラス (20))	
	300.0	上層路盤 (As処理)	上層路盤 (ポーラスAs処理 (20))	上層路盤 (ポーラスAs処理 (20))	上層路盤 (ポーラスAs処理 (20))	上層路盤 (ポーラスAs処理 (20))	上層路盤 (ポーラスAs処理 (20))	上層路盤 (ポーラスAs処理 (20))	
	400.0	下層路盤 (粒度調整碎石 (M-30))	下層路盤 (クラッシュヤラン (C-40))	下層路盤 (クラッシュヤラン (C-40))	下層路盤 (クラッシュヤラン (C-40))	下層路盤 (再生クラッシュヤ ラン (RC-40))	下層路盤 (再生クラッシュヤ ラン (RC-40))	下層路盤 (再生クラッシュヤ ラン (RC-40))	
	500.0	路床	路床	路床 ジオテキスタイル	遮断層 保水層砂	遮断層 保水層砂	路床 ジオテキスタイル	路床	
	700.0	施工年月日：平成5年6月 設計CBR=12.0			路床	路床			

図 6.2 国道 24 号舗装構造図

1 工区は標準舗装として、表層は骨材最大粒径が 13mm の密粒度アスファルト混合物（以下、密粒(13)）、中間層および基層は骨材最大粒径が 20mm の粗粒度アスファルト混合物（以下、粗粒(20)）、そして、路盤は上層、下層それぞれ骨材最大粒径が 25mm のアスファルト安定処理（以下、As 処理(25)）、粒度調整砕石（M-30）である。透水性舗装工区については、2～7 工区は表層から上層路盤までは同様に、骨材最大粒径が 13mm のポーラスアスファルト混合物（以下、ポーラス(13)）、20mm のポーラスアスファルト混合物（以下、ポーラス(20)）、およびポーラスアスファルト安定処理（以下、ポーラス As 処理(20)）である。しかし、それ以下が異なっており、下層路盤は 2～4 工区がクラッシュラン（C-40）、5～7 工区が再生クラッシュラン（RC-40）である。また、3、6 工区は路盤と路床との間にジオテキスタイルを設置し、4、5 工区は路盤の下に遮断層を設けている。

表 6.1 アスファルト混合物の諸性状

項 目			透水性舗装			標準舗装		
			表層	中間・基層	上層路盤	表層	中間・基層	上層路盤
			ポーラス(13)	ポーラス(20)	ポーラス As処理(20)	密粒(13)	粗粒(20)	As処理(25)
骨材合成粒度	通過質量百分率 (%)	26.5mm	—	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
		19.0	100.0	95.6	95.0	97.7	97.6	96.4
		13.2	98.2	68.2	63.8	81.3	80.2	70.9
		9.50	—	—	—	—	—	—
		4.75	16.8	16.5	17.4	53.4	45.4	45.3
		2.36	14.7	14.7	15.5	40.9	27.3	35.6
		0.60	11.4	11.4	12.0	23.8	15.4	—
		0.30	9.1	9.1	9.5	14.7	9.8	12.1
		0.15	5.6	5.6	5.7	7.2	5.5	—
	0.075	4.5	4.5	4.5	4.8	3.8	3.8	
アスファルト量(%)			5.1	5.0	4.5	5.2	4.6	4.0
使用アスファルト		ポリマー改質アスファルトH型	ポリマー改質 アスファルトII型	ストレートアスファルト				
混合物の性状	密度 (g/cm ³)	1.997	2.006	2.022	2.388	2.409	2.352	
	理論密度 (g/cm ³)	2.502	2.507	2.528	2.489	2.512	2.538	
	空隙率 (%)	20.2	20.0	20.0	4.1	4.4	7.3	
	飽和度 (%)	33.1	32.9	30.3	74.7	71.1	55.5	
	安定度 (kN)	5.0	4.8	4.6	11.5	10.4	8.1	
	フロー値 (1/100cm)	25.0	27.0	23.0	28.0	30.0	25.0	
	残留安定度 (%)	90.0	89.0	86.0	—	—	—	
	DS (回/mm)	3,900	4,700	2,100	1,855	—	—	
	透水係数 (cm/sec)	1.4×10 ⁻¹	1.8×10 ⁻¹	2.0×10 ⁻¹	—	—	—	

表 6.2 路盤材の諸性状

項 目		クラッシュラン (C-40)	再生クラッシュラン (RC-40)	粒度調整砕石 (M-30)
通過質量百分率 (%)	53mm	100.0	—	—
	37.5	97.6	100.0	—
	31.5	—	98.5	100.0
	26.5	—	—	—
	19	73.9	67.9	81.9
	13.2	—	—	—
	4.75	32.4	32.6	53.1
	2.36	21.7	20.4	38.2
	0.425	9.3	9.1	18.6
	0.075	3.9	3.0	3.7
骨材の性状	表乾比重	2.574	2.629	2.577
	吸水率 (%)	1.04	3.09	1.05
	すり減り減量 (%)	22.9	32.4	21.2
	PI	NP	NP	NP
	最大乾燥密度 (g/cm ³)	2.118	2.036	2.124
	最適含水比 (%)	5.3	6.7	6.2
	修正CBR (%)	72	34	88
	単位容積 (g/cm ³)	1.562	1.646	1.583
	透水係数 (cm/sec)	5.3×10 ⁻³	3.3×10 ⁻³	—

表 6.3 路床の諸性状

項 目	1工区	2工区	3工区	4工区	5工区	6工区	7工区
自然含水比 (%)	12.8	9.5	11.2	8.8	8.4	12.5	12.0
室内CBR (%)	12.2	66.7	42.6	48.6	43.5	32.3	16.4
均等係数 U _c	3636	180	2650	789	2286	2647	1300
曲率係数 U _c	0.6	12.8	0.8	5.9	3.2	1.9	1.9
液性限界 (%)	37.0	36.9	35.1	38.5	37.7	34.9	32.6
塑性限界 (%)	19.7	18.4	17.8	19	18.9	18.1	17.8
PI	17.3	18.5	17.3	19.5	18.8	16.8	14.8
土の分類名	粘土混じり礫	粘土混じり礫	粘土混じり礫	粘土混じり礫	粘土混じり礫	粘土混じり礫	粘土混じり礫
分類記号名	GF	GF	GF	GF	GF	GF	GF
土粒子の密度 (g/cm ³)	2.695	2.708	2.753	2.708	2.704	2.708	2.647
透水係数 (cm/sec)	2.6×10 ⁻⁷	5.4×10 ⁻³	2.6×10 ⁻⁷	1.6×10 ⁻⁵	1.0×10 ⁻⁴	4.1×10 ⁻⁷	2.3×10 ⁻⁷

表 6.4 フィルター砂の諸性状

通過質量百分率 (%)	4.75mm	—
	2.5	32.4
	0.6	21.7
	0.3	9.3
	0.15	3.9
骨材の性状	砂の種類	海砂
	表乾比重	2.558
	吸水率(%)	1.75
	PI	NP
	透水係数※	1.6×10 ⁻²

※ 透水試験は、3 層 55 回で突固めた直径 15cm の供試体で実施した。

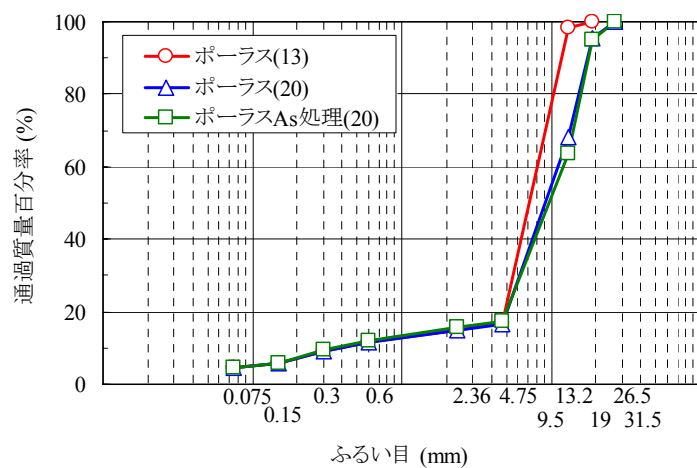


図 6.3 透水性舗装の合成粒度

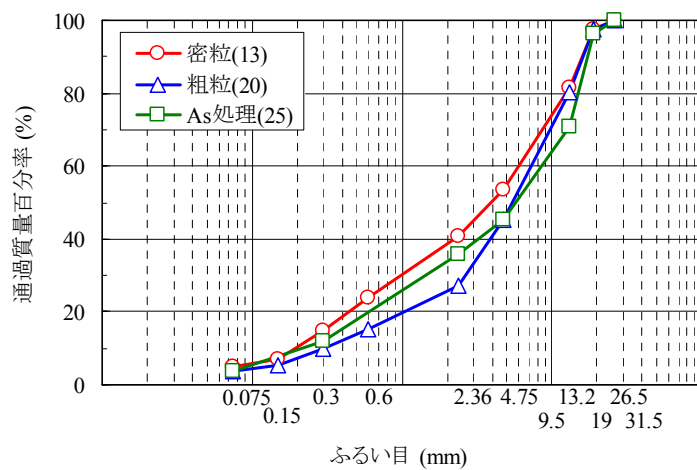


図 6.4 標準舗装の合成粒度

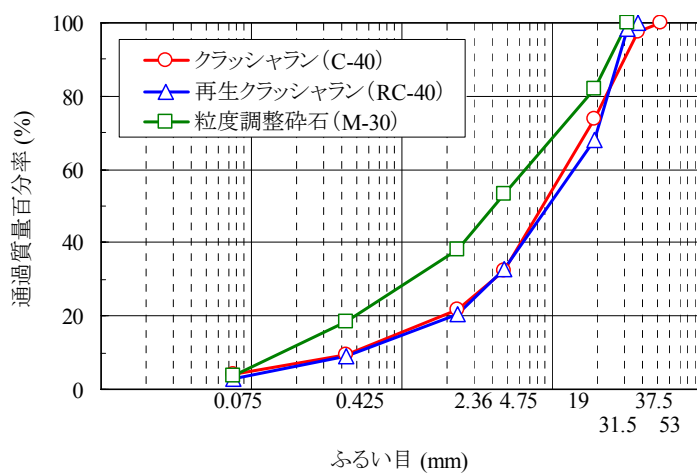


図 6.5 粒状路盤材の合成粒度

(2) 追跡調査結果

a) 現場透水試験

まず、透水性舗装の雨水浸透量の目安となる現場透水量について検討する。図 6.6 に現場透水量（わだち部と非わだち部の平均）の経年変化を示す。これによると、施工直後には各工区とも 1200ml/15sec 程度の透水量であるが、供用開始 20 ヶ月程で大幅に低下している。排水性舗装技術指針(案)⁶⁾では透水機能の基準値として 1000ml/15sec を定めているが、供用開始 20 ヶ月までにすべての工区が基準値を下回っており、供用開始 110 ヶ月以降は全ての工区でほとんど透水機能を有しておらず、空隙づまり、もしくは空隙つぶれにより雨水が舗装内部へ浸透していないことが考えられる。

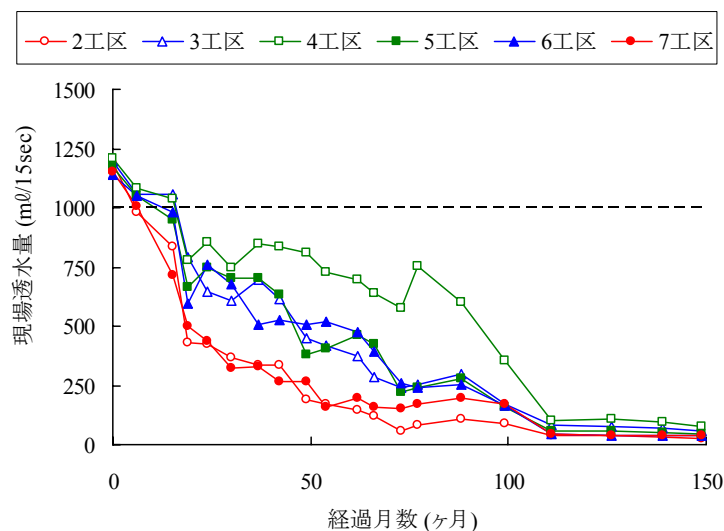


図 6.6 現場透水量の経年変化

b) たわみによる評価

透水性舗装は、雨水の浸透による支持力の低下が懸念されている。そこで、FWDのたわみによって支持力の経年変化を検証した。FWDたわみの温度補正に関しては、現在幾つかの方法が提案されているが^{7),8)}、本研究では財団法人道路保全技術センターが提案する方法を採用した。

各工区の温度補正後の載荷直下（非わだち部）の D_0 たわみの経年変化を図 6.7 に示す。測定した時期（季節）により、結果に若干の変動があるものの、全ての工区で供用 149 ヶ月においてもたわみは増加していない。つまり透水性舗装および標準舗装とも供用開始直後の支持力を維持していると考えられる。

透水性舗装のたわみは、図 6.8 に示す各工区とたわみとの関係から、2 工区～4 工区と 5 工区～7 工区で明確な差があることが分かる。これは下層路盤の材料による差であり、再生クラッシャラン（RC-40）を用いた工区のたわみが小さい。

また、同じ舗装構造でみると、粒状路盤材にクラッシャラン（C-40）を使用した 2 工区～4 工区では 2 工区が最もたわみが小さく、再生クラッシャラン（RC-40）を使用した 5 工区～7 工区では 7 工区が最もたわみが小さい。このことは、2 工区および 7 工区はジオテキスタイルや遮断層を設置していない工区であり、路床の保護を行った場合、たわみがわ

ずかに大きくなる可能性を示唆している。

5 工区～7 工区は 1 工区のとわみと同程度である．この結果については，次節以降で考察する．

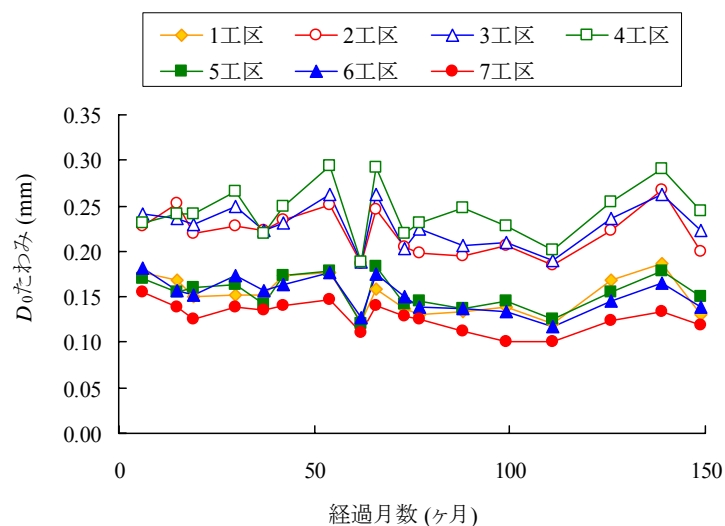


図 6.7 D_0 たわみの経年変化

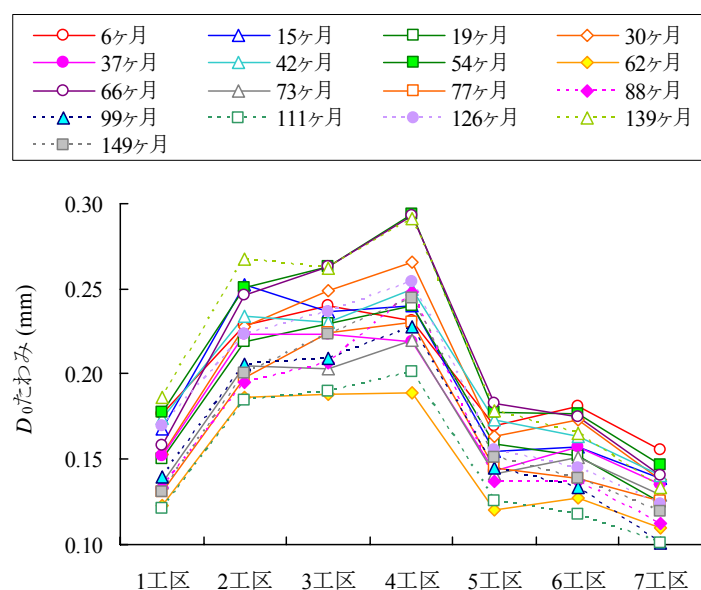


図 6.8 各工区と D_0 たわみとの関係

c) 弾性係数による評価

FWD たわみを逆解析し，舗装各層の弾性係数を求めた．逆解析には，フリーウェアとして公開されている LMBS を使用した．なお逆解析はジオテキスタイルや遮断層を路床に含めて行い，アスファルト混合物層の弾性係数は式(6.1)により 20℃の弾性係数に補正した⁷⁾．

$$E_{as(20)} = E_{as(z)} \times 10^{[-0.0184 \times (20 - T_{ave(z)})]} \quad (6.1)$$

ここに、 $E_{as(20)}$ ：標準温度 20℃のアスファルト混合物層の弾性係数 (MPa)

$E_{as(z)}$ ： T_{ave} ℃のアスファルト混合物層の弾性係数 (MPa)

$T_{ave(z)}$ ：FWD 測定時のアスファルト混合物層の平均温度 (℃)

図 6.9 に各層の逆解析の結果を示す．アスファルト混合物層（図 6.9(a)）はいずれの工区も、経年による変化に明確な変化は見られない．材料別に見ると、1 工区の密粒度アスファルト混合物が、ポーラスアスファルト混合物より弾性係数が大きい結果になった．これは、ストレートアスファルトを使用した密粒度アスファルト混合物のレジリエントモデュラスが、ポリマー改質アスファルト H 型を使用したポーラスアスファルト混合物より大きな値を示すという、小林ら⁹⁾の研究結果と同様である．

図 6.9(b)に路盤層の弾性係数を示す．経年変化はほぼ同程度もしくは、増加する傾向を示しているが、1 工区～4 工区と 5 工区～7 工区で差が見られた．ここで双方の大きな相違点は、1 工区は粒度調整砕石（M-30）、2 工区～4 工区はクラッシャラン（C-40）であるのに対し、5 工区～7 工区は再生クラッシャラン（RC-40）を使用していることである．これは、再生骨材に含まれるセメントコンクリート骨材による水硬性により¹⁰⁾、前者の 2 種類のものより弾性係数が大きくなったと考えられる．表 6.2 に示した路盤材の性状では再生クラッシャラン（RC-40）の CBR 値が最も小さい．この結果は水硬性が発揮される前の値であり、事前の試験では再生クラッシャラン（RC-40）の水硬性を評価できないことを示している．

図 6.9(c)に路床の弾性係数を示す．経年変化はどの工区にも見られない．透水性舗装工区では、ジオテキスタイルや遮断層を設けていない 2 工区および 7 工区が 3 工区～6 工区より若干大きい値を示している．これは、逆解析でジオテキスタイルや遮断層を路床に含めて解析したためだと考えられる．3 工区および 6 工区にはジオテキスタイル、4 工区および 5 工区には遮断層を設置したことで、路床の見かけ上の弾性係数が 2 工区および 7 工区より小さくなった可能性が示唆される．

図 6.8 に示したたわみの経年変化と同様、弾性係数による評価でも、各層は供用直後と変わらない結果となった．

d) 推定される現状の CBR

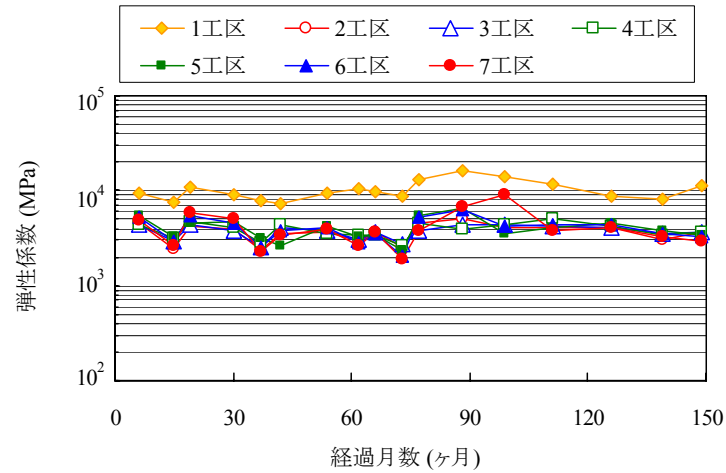
式(6.2)から算出した推定される現状の CBR⁸⁾の結果を図 6.10 に示す．

$$\text{現状の CBR (\%)} = \frac{1,000}{D_{150}} \quad (6.2)$$

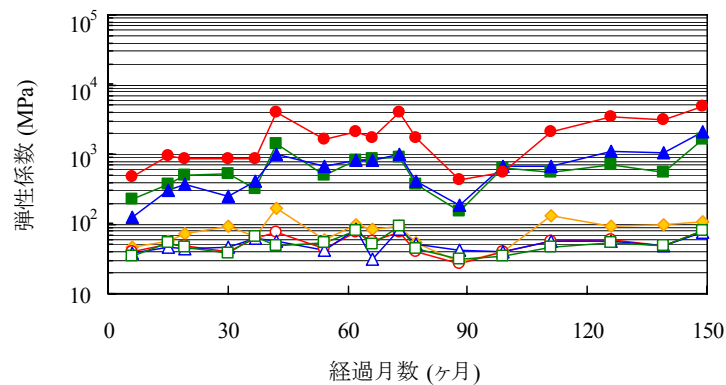
ここに、 D_{150} ：載荷中心から 150cm 位置のたわみ (μm)

これは路床の弾性係数の結果（図 6.9(c)）と同様の傾向であり、逆解析という手順を踏

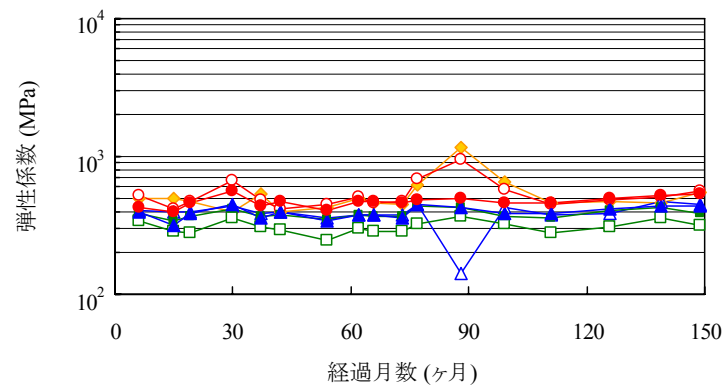
まえなくとも式(6.2)によって路床を評価できると考えられる。現状の CBR は、どの工区においても設計 CBR=12 以上を維持しており、支持力低下は起きていない。また、再生クラッシャーラン (RC-40) を使用している 5 工区～7 工区がクラッシャーラン (C-40) を使用している 2 工区～4 工区より大きな値を示しており、これは図 6.9(b)の弾性係数の結果と同様である。



(a) アスファルト混合物



(b) 粒状路盤



(c) 路床

図 6.9 各工区の弾性係数の経年変化

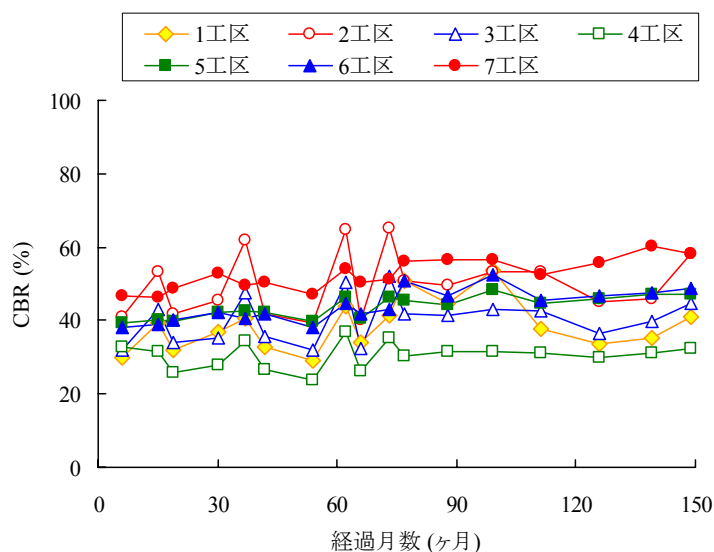


図 6.10 現状の CBR の経年変化

6.2.2 国道 163 号

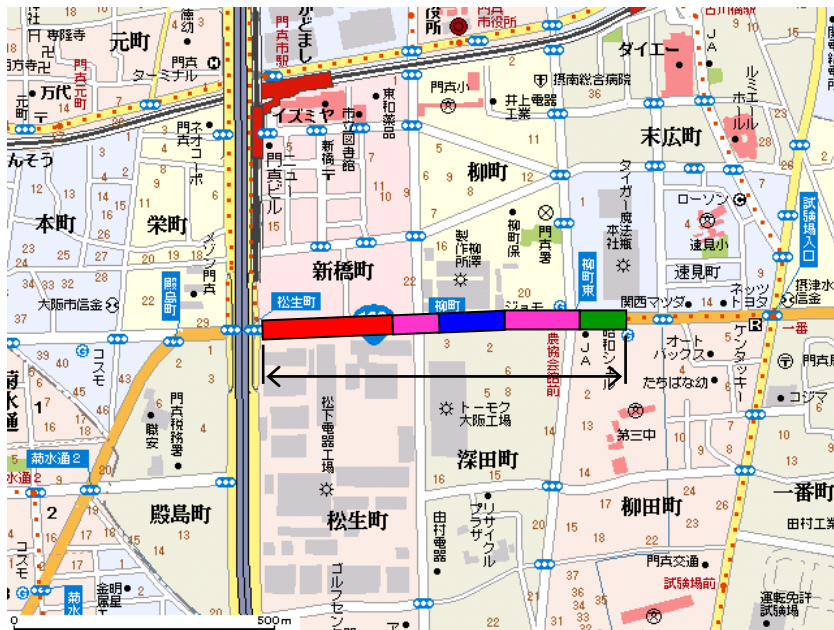
(1) 試験施工概要

大阪府門真市の一般国道 163 号において平成 16 年 3 月に透水性舗装が試験施工されている。本舗装は計画交通量 3900 台/日・方向の N_7 交通である。図 6.11 に調査箇所、図 6.12 に舗装構造を示す。本試験舗装は路床浸透型である。試験舗装部は A～D 断面の 4 断面に分かれており、表層、および路盤の構造が異なる。A 断面は表層に骨材最大粒径が 10mm のカラーポーラスアスファルト混合物（以下、カラーポーラス(10)）が用いられており、他の工区は骨材最大粒径が 8mm のポーラスアスファルト混合物（以下、ポーラス(8)）が用いられている。また路盤については、A 断面、B 断面には基層および中間層に用いられている物と同じポーラス(20)が用いられている。一方、C 断面、D 断面は上層路盤にはポーラス As 処理(20)、下層路盤には再生クラッシャランが用いられており、C 断面では再生クラッシャラン（RC-40）、D 断面では再生クラッシャラン（RC-30）が用いられている。表 6.5 に本舗装に使用されたアスファルト混合物の性状を、表 6.6 に粒状路盤材の性状を示す。また図 6.13 にアスファルト混合物の合成粒度を示し、図 6.14 に C 断面、D 断面に用いられている再生クラッシャラン（RC-30）と再生クラッシャラン（RC-40）の粒度曲線を示す。

(2) 追跡調査結果

a) 現場透水試験

図 6.15 に現場透水量（わだち部と非わだち部の平均）の結果を示す。これによると、A 断面が他の断面と比べ大きく透水量が低下していることが分かる。しかし、B、C、D 断面においてはほぼ同じ透水量を示しており、雨水浸透量は同じと見なすことができる。また、B、C、D 断面においては供用開始から 20 ヶ月程度は基準値である 1000ml/15sec の透水量を有していることが分かる。



国道 163 号門真地区

(大阪市門真市深田町～速水町)

- A 断面 L=250m
- B 断面 L=190.5m, 50m
- C 断面 L=109.5m
- D 断面 L=160m

図 6.11 国道 163 号試験施工箇所

	A 断面	B 断面	C 断面	D 断面
0cm	カラーポーラス(10)	ポーラス(8)	ポーラス(8)	ポーラス(8)
	ポーラス(20)	ポーラス(20)	ポーラス(20)	ポーラス(20)
-10cm	ポーラス(20)	ポーラス(20)	ポーラス(20)	ポーラス(20)
-20cm	ポーラス(20)	ポーラス(20)	ポーラス As 処理(20)	ポーラス As 処理(20)
-30cm	路床 設計 CBR=20 $T_A=26\text{cm}$	路床 設計 CBR=20 $T_A=26\text{cm}$	再生クラッシュラン (RC-40)	再生クラッシュラン (RC-30)
-40cm			路床 設計 CBR=20 $T_A=26.75\text{cm}$	路床 設計 CBR=20 $T_A=25.5\text{cm}$

図 6.12 舗装構造

表 6.5 アスファルト混合物の諸性状

項 目			ポーラス(8)	カラー ポーラス(10)	ポーラス(20)	ポーラス As処理(20)
骨 材 配 合 率 (%)	5号碎石		—	—	29.0	29.0
	6号碎石		—	—	58.5	58.0
	特6号碎石		86.0	54.5	—	—
	明色骨材(白色)		—	30.0	—	—
	粗砂		9.0	10.5	7.5	8.0
	石粉		5.0	3.9	5.0	5.0
	顔料(グレー)		—	1.1	—	—
アスファルト量 (%)			5.2	5.1	4.9	4.4
使用アスファルト			ポリマー改質 アスファルト (高耐久型)	ポリマー改質アスファルトH型		
植物繊維(外割) (%)			0.1	0.1	0.1	0.1
骨 材 合 成 粒 度 (%)	通 過 質 量 百 分 率 (%)	26.5mm	—	—	100.0	100.0
		19.0	—	—	96.0	96.0
		13.2	—	100.0	70.9	70.9
		9.5	100.0	99.6	—	—
		8.00	99.9	93.8	—	—
		4.75	30.8	29.5	16.8	17.2
		2.36	13.6	15.1	12.7	13.2
		0.60	9.1	9.8	8.4	8.6
		0.30	7.2	7.6	6.8	7.0
		0.15	5.6	5.7	5.5	5.5
		0.075	4.2	4.5	4.2	4.2
混 合 物 の 性 状	密度 (g/cm ³)		1.949	1.953	2.002	2.004
	理論密度 (g/cm ³)		2.514	2.485	2.511	2.531
	空隙率 (%)		22.5	21.5	20.3	20.8
	安定度 (kN)		6.2	6.2	6.4	4.9
	フロー値 (l/100cm)		31.0	32.0	29.0	31.0
	DS (回/mm)		8,250	5,727	7,875	5,727
	透水係数 (cm/sec)		5.01×10 ⁻²	5.23×10 ⁻²	6.42×10 ⁻²	6.86×10 ⁻²

表 6.6 粒状路盤材の諸性状

項 目		再生クラッシュラン (RC-30) (RC-40)	
通 過 質 量 百 分 率 (%)	37.5mm	—	100.0
	31.5	100.0	—
	19	76.5	73.6
	4.75	36.6	27.8
	2.36	22.5	20.4
	0.425	8.1	9.1
	0.075	4.0	3.0
骨 材 の 性 状	PI	NP	NP
	最大乾燥密度 (g/cm ³)	2.065	2.062
	最適含水比 (%)	8.5	8.2
	修正CBR (%)	121	114

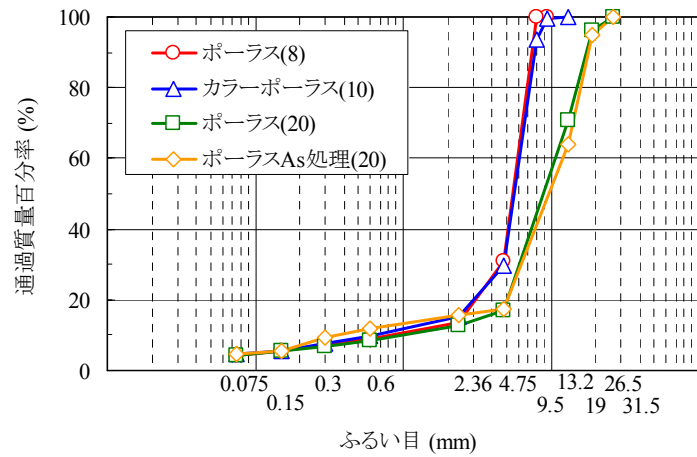


図 6.13 アスファルト混合物の合成粒度

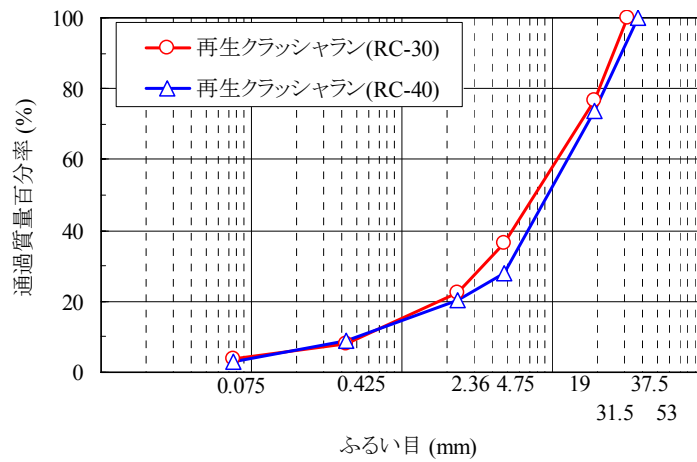


図 6.14 再生クラッシュランの粒度曲線

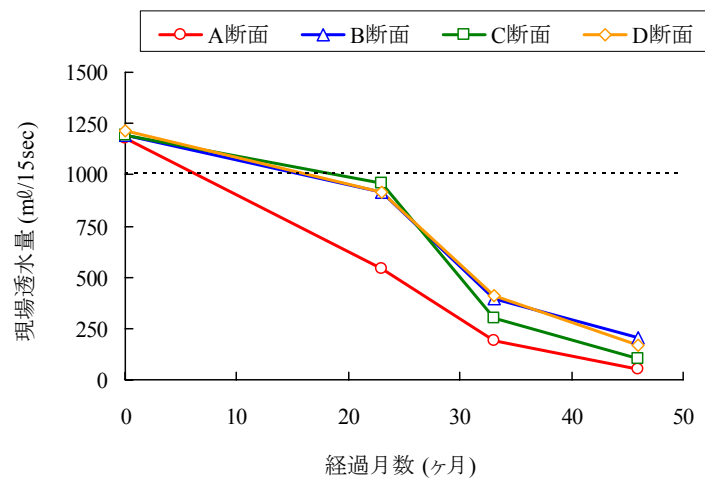


図 6.15 現場透水量の経年変化

b) たわみによる評価

図 6.16 に FWD による D_0 たわみ（非わだち部）の経年変化を示す．この図より，どの断面においても概ねたわみが減少，すなわち支持力が増加する傾向であり，雨水浸透による支持力の低下より交通荷重による締固め効果が卓越したと考えられる．また，A 断面においては，供用後 22 ヶ月にたわみが増加しているが，その後減少し 45 ヶ月後では，供用直後の値を下回っている．C，D 断面においては，供用開始 12 ヶ月後まではほぼ同じたわみを示しているが，22 ヶ月以降はたわみに差が見られている．C，D 断面では下層路盤のみが異なる構造であり，C 断面に再生クラッシュラン（RC-40），D 断面に再生クラッシュラン（RC-30）が用いられている．C，D 断面ではまた図 6.15 より現場透水量もほぼ同等であることから，この違いは下層路盤に起因すると考えられる．22 ヶ月以降は再生クラッシュラン（RC-30）を用いた D 断面のたわみの方が大きい，すなわち支持力の小さい結果となっている．再生クラッシュラン（RC-30）と再生クラッシュラン（RC-40）の供用後の支持力を比較すると，再生クラッシュラン（RC-40）の方の支持力が大きいことが考えられる．

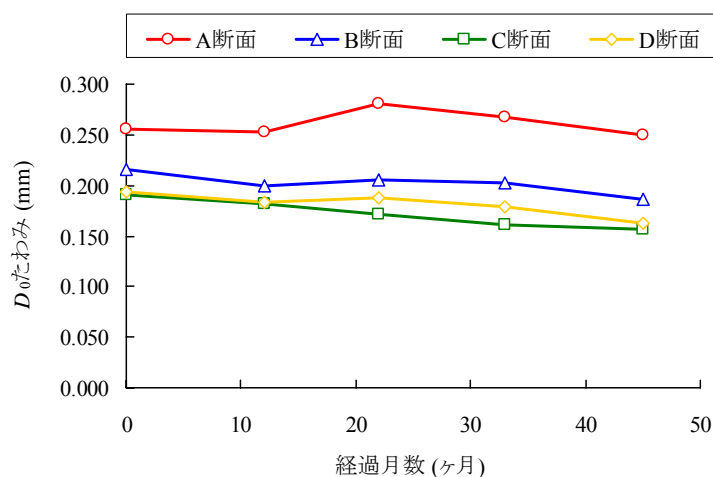


図 6.16 D_0 たわみの経年変化

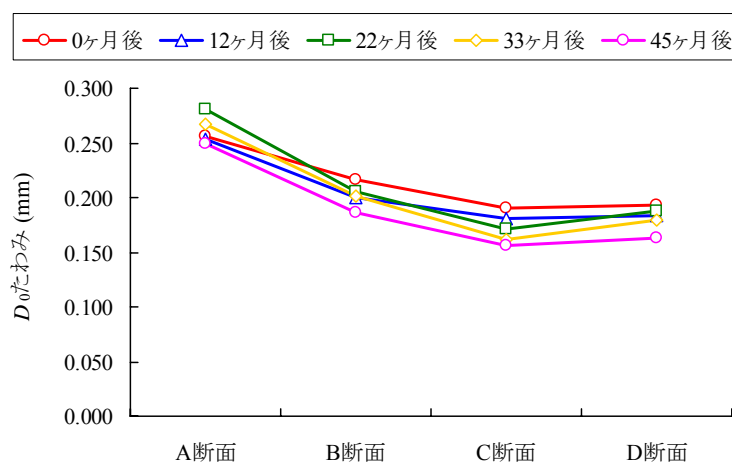


図 6.17 断面別の D_0 たわみ量

次に図 6.17 に断面別の D_0 たわみを示す．断面別に見ると，A，B 断面が C，D 断面に比べ大きく，A，B 断面では N_7 交通量の許容 D_0 たわみである 0.2mm を上回っている．これは A，B 断面は，C，D 断面に比べ舗装厚が小さいことから，FWD の載荷荷重によって路床上面に発生する応力が大きいことが考えられ，A，B 断面の路床土と同じ深度に位置する C 断面，D 断面の再生クラッシュランの弾性係数の違いの影響でたわみが大きくなっているのではないかと推察される．

c) 推定される現状の CBR

図 6.18 に現状の CBR の経年変化，図 6.19 に断面別の現状の CBR を示す．これによると，A 断面において，供用開始から現状の CBR が低下する傾向が見られるが，他の断面においては，わずかではあるが増加傾向が見られる．すなわち，雨水浸透による路床支持力低下より，交通荷重の締固め効果による路床支持力増加が卓越していることが推察される．

本試験施工では，路床保護形態が異なる工区や，路床に雨水を浸透させない工区が設置されていないため，路床に雨水が浸透することによる支持力の変化の違いについては議論することができない．

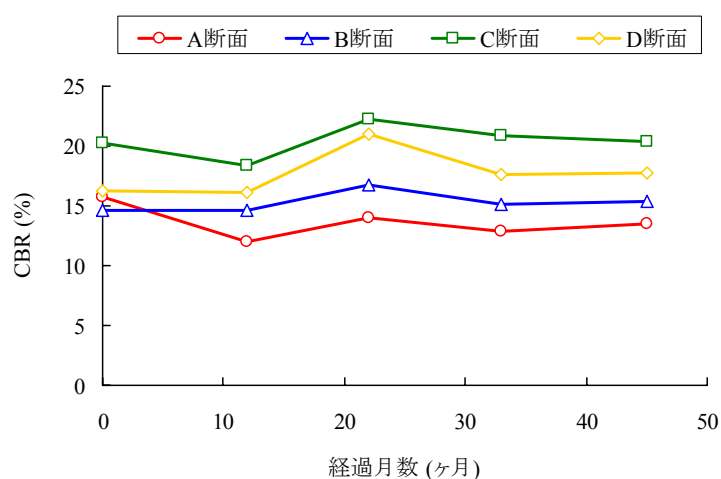


図 6.18 現状の CBR の経年変化

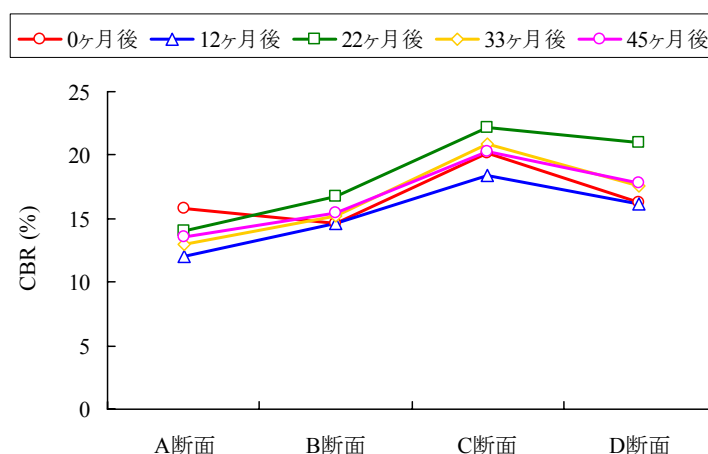


図 6.19 断面別の現状の CBR

6.2.3 国道 9 号

(1) 試験施工概要

京都府京都市の一般国道 9 号において平成 15 年 9 月に透水性舗装が試験施工されている。図 6.20 に調査箇所、図 6.21 に舗装構造を示す。本試験舗装部は深度 850mm までの路床土に改良が施されている。また路床上面に路床保護のためにジオテキスタイル（熱融着タイプのポリエステル長繊維不織布）が設置され、路床土に浸透しきれなかった雨水は有孔管により集水され浸透トレンチに導かれる。浸透トレンチでも浸透しきれなかった雨水は下水管へと排水される構造となっている。試験舗装部は透水性舗装に加え、比較工区として排水性舗装が施工されている。透水性舗装工区は表層に骨材最大粒径が 10mm のポーラスアスファルト混合物（以下、ポーラス(10)）、基層にはポーラス(20)、上層路盤にストレートアルファルトを使用したポーラス As 処理(20)を、下層路盤にクラッシュラン（C-30）を使用している。また下層路盤は 2 層としており、下部には浄化材を混合している。一方、排水性舗装工区は表層にポーラス(10)、中間層に骨材最大粒径が 20mm の粗粒度アスファルト混合物（以下、粗粒(20)）、基層に骨材最大粒径が 20mm の再生粗粒度アスファルト混合物（以下、再生粗粒(20)）としている。路盤は上層路盤を骨材最大粒径が 20mm の再生アスファルト安定処理（以下、再生 As 処理(20)）および粒度調整碎石（M-30）とし、下層路盤はクラッシュラン（C-30）を使用している。本試験舗装に用いられたアスファルト混合物の性状を表 6.7 に、粒状路盤材の性状を表 6.8 に示す。また図 6.22 にアスファルト混合物の合成粒度を示し、粒状路盤材に用いられているクラッシュラン（C-30）の粒度曲線を図 6.23 に示す。



図 6.20 国道 9 号試験施工箇所

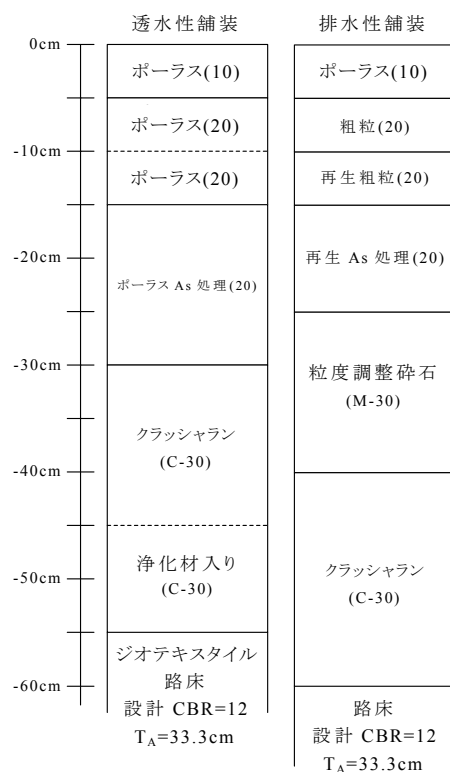


図 6.21 国道 9 号の舗装構造

表 6.7 アスファルト混合物の諸性状

項 目			ポーラス(10)	ポーラス(20)	ポーラス As処理(20)
骨 材 配 合 率 (%)	5号砕石		—	20.0	20.0
	6号砕石		—	64.5	64.5
	特6号砕石 (10～5)		86.0	—	—
	細砂		9.0	10.0	10.0
	石粉		5.0	5.0	5.0
使用アスファルト			ポリマー改質 アスファルト (高耐久型)	ポリマー改質 アスファルトH型	ストレート アスファルト
アスファルト量 (%)			5.1	4.9	4.4
骨 材 合 成 粒 度 (%)	通 過 質 量 百 分 率 (%)	26.5mm	—	100.0	100.0
		19.0	—	97.2	97.2
		13.2	100.0	74.0	74.0
		9.5	94.3	—	—
		4.75	16.9	16.7	16.7
		2.36	12.9	14.1	14.1
		0.60	8.9	9.4	9.4
		0.30	6.5	6.6	6.6
		0.15	5.2	5.3	5.3
		0.075	4.3	4.4	4.4
混 合 物 の 性 状	密度 (g/cm ³)		1.931	2.021	2.024
	理論密度 (g/cm ³)		2.514	2.519	2.520
	空隙率 (%)		23.2	19.8	19.7
	安定度 (kN)		6.03	6.50	4.12
	フロー値 (1/100cm)		32.0	33.0	24.0
	残留安定度 (%)		92.0	90.0	82.5
	DS (回/mm)		6,342	6,578	6,578
	透水係数 (cm/sec)		1.17×10 ⁻¹	2.14×10 ⁻¹	2.14×10 ⁻¹

表 6.8 粒状路盤材の諸性状

項 目		クラッシュラン (C-30)	
		浄化材入り	浄化材無し
通過質量百分率 (%)	31.5mm	100.0	100.0
	26.5	92.0	91.4
	19	81.3	77.4
	13.2	68.3	66.5
	4.75	38.6	36.8
	23.6	25.8	23.3
	1.18	16.8	16.8
	0.425	11.4	11.6
	0.075	6.5	8.0
骨材の性状	PI	NP	NP
	最大乾燥密度 (g/cm ³)	2.098	2.101
	最適含水比 (%)	4.4	4.6
	修正CBR (%)	83.7	86.6
	透水係数 (cm/sec)	3.93×10 ⁻³	3.93×10 ⁻³

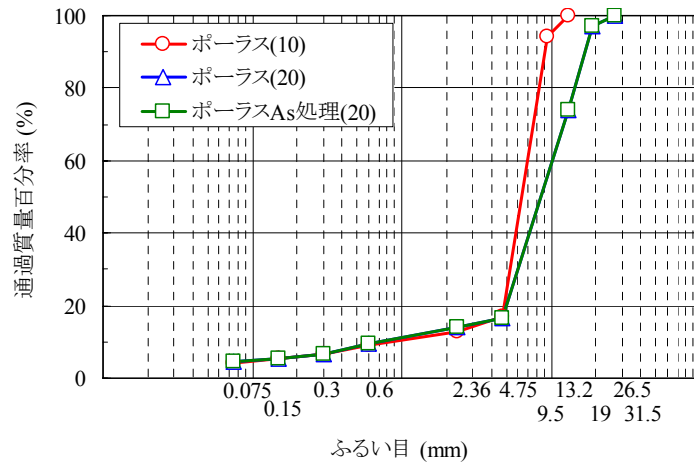


図 6.22 アスファルト混合物の合成粒度

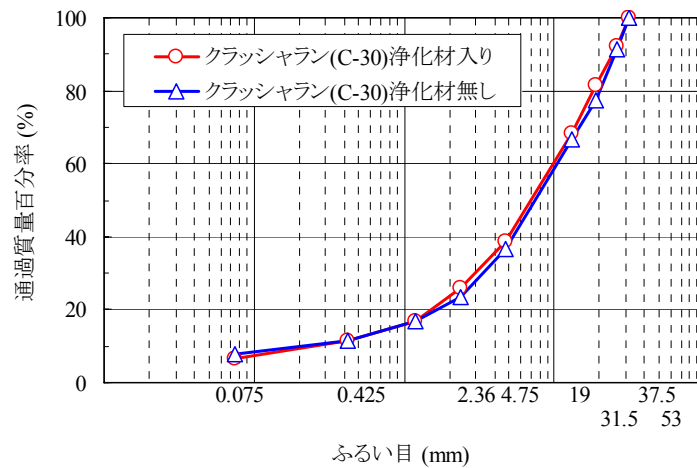


図 6.23 クラッシュラン (C-30) の粒度曲線

(2) 追跡調査結果

a) 現場透水試験

図 6.24 に現場透水量(わだち部と非わだち部の平均)の経年変化を示す.これによると,線形的に低下しており,大幅に低下する期間等は見られない.透水量は徐々に低下しているものの,供用開始 50 ヶ月後においても,740ml/15sec 程度の透水量であり,路盤,路床まで雨水は浸透しているものと考えられる.

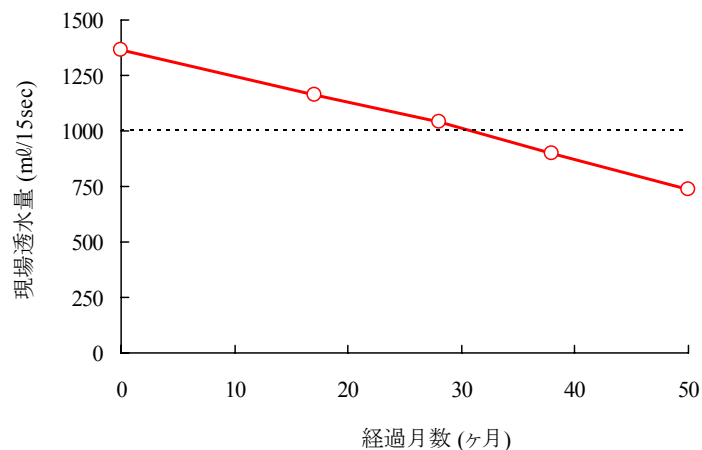


図 6.24 現場透水量の経年変化

b) たわみによる評価

図 6.25 に FWD による D_0 たわみ(非わだち部)の経年変化を示す.これによると,供用開始時には透水性舗装,排水性舗装ともほぼ同じ値を示している.しかし,供用に伴い,透水性舗装工区と排水性舗装工区に差が生じ,透水性舗装工区の花わみが排水性舗装工区に比べ大きくなっている.このことから,供用に伴って透水性舗装と排水性舗装の支持力に差が生じ,透水性舗装の方が排水性舗装に比べ支持力が小さくなっていることが考えられる.排水性舗装は路盤,路床に雨水を浸透しない構造であることから,路盤,路床への雨水浸透が,透水性舗装の支持力が排水性舗装に比べ小さくなっている原因ではないかと推察される.しかしどちらの工区も N_7 交通量の許容 D_0 たわみである 0.2mm を下回っており,舗装としては十分な支持力を保持していると考えられる.

c) 弾性係数による評価

逆解析による弾性係数の経年変化を図 6.26 に示す.供用直後に比べて各層の弾性係数は若干増加しているものの,オーダーが変わる程の大きな増加ではない.また,下層路盤および路床は類似する値となっている.この結果から,支持力低下は確認されていない.

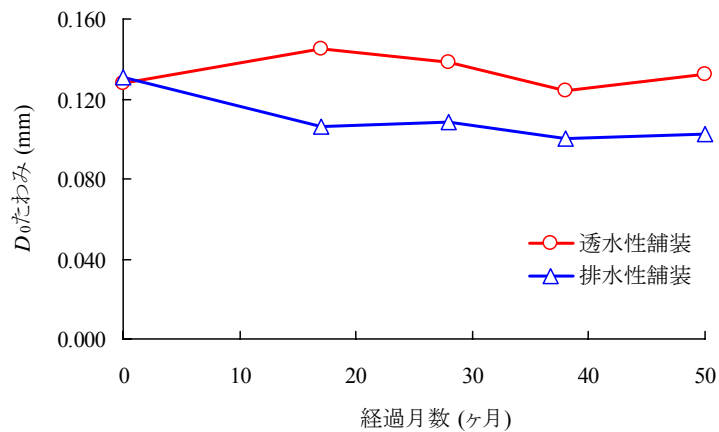


図 6.25 D_0 たわみの経年変化

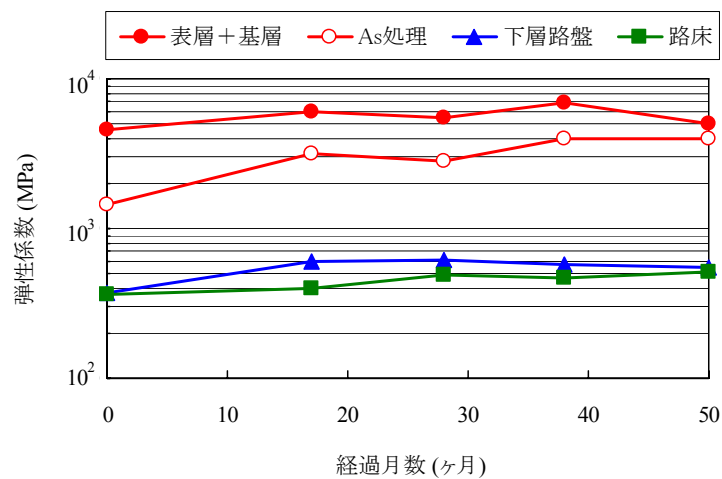


図 6.26 各工区の弾性係数の経年変化

d) 推定される現状のCBR

図 6.27 に現状の CBR の経年変化を示す．施工直後は，透水性舗装，排水性舗装の CBR 値はほぼ同じ値であるのに対し，供用に伴い両者に差が見られる．排水性舗装，透水性舗装とも増加傾向であるが，供用に伴い，透水性舗装は排水性舗装に比べ路床の現状の CBR が小さくなっている．両者の相違は路床への雨水浸透の有無であることから，これは路床への雨水浸透が原因であると考えられる．すなわち，両者とも交通荷重等による締固め作用を受け，支持力が増加しているが，透水性舗装は雨水浸透による路床の支持力低下も同時に起こることから，供用に伴い路床の現状の CBR に差が見られると推察される．

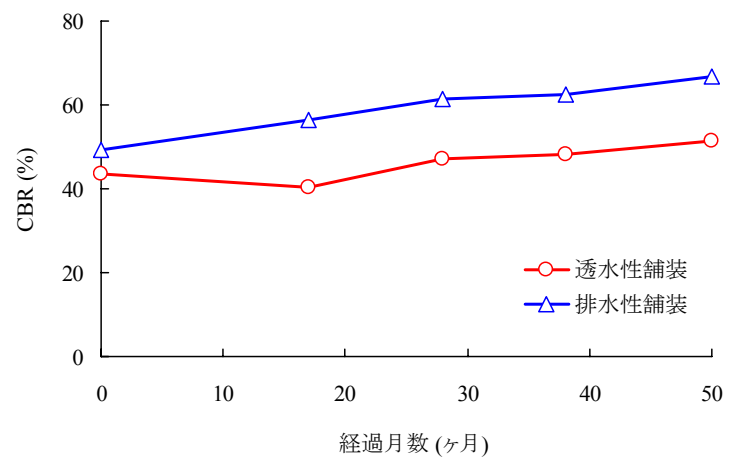


図 6.27 現状の CBR の経年変化

6.3 軽交通道路における試験施工

(1) 試験施工概要

車道透水性舗装はその舗装構造から様々な機能が期待されている．そういった事より市道においても試験施工が試みられている．施工場所は前述した国道とは異なり，軽交通で特に生活道路を対象にしている．そこで実施されている追跡調査の中の FWD による支持力調査について検証した．舗装構造を図 6.28 に示し，使用材料の諸性状を表 6.9～6.12 および図 6.29～6.31 にそれぞれ示す．



図 6.28 試験施工舗装構造

表 6.9 アスファルト混合物の諸性状

項 目			透水性舗装		標準舗装
			表層	上層路盤	表層
			ポーラス(13)	ポーラス As処理(20)	密粒度(13)
骨材合成粒度	通過質量百分率 (%)	26.5mm	—	100.0	—
		19.0	100.0	96.8	100.0
		13.2	95.1	60.8	98.6
		9.50	—	—	—
		4.75	26.9	21.3	63.2
		2.36	18.6	18.1	47.8
		0.60	12.6	9.9	29.3
		0.30	9.0	8.1	19.9
		0.15	6.0	6.3	8.8
		0.075	4.9	5.2	5.7
アスファルト量(%)			4.2	3.6	5.4
使用アスファルト			ストレートアスファルト		
混合物の性状	密度 (g/cm ³)	2.080	2.054	2.405	
	理論密度 (g/cm ³)	2.527	2.548	2.493	
	空隙率 (%)	17.7	19.4	3.5	
	飽和度 (%)	32.2	26.8	78.1	
	安定度 (kN)	4.6	4.2	11.3	
	フロー値 (1/100cm)	31	26	34	
	残留安定度 (%)	—	—	—	
	DS (回/mm)	550	—	—	
	透水係数 (cm/sec)	1.1×10 ⁻¹	1.5×10 ⁻¹	—	

表 6.10 粒状路盤材の諸性状

項 目		再生クラッシュラン (RC-40)	再生粒度調整碎石 (RM-30)
通過 質量 百分率 (%)	53mm	100.0	–
	37.5	98.8	100.0
	19.0	76.5	78.0
	4.75	33.3	44.5
	2.36	20.1	31.5
	0.425	–	22.7
	0.075	–	5.0
最大乾燥密度 (g/cm ³)		1.993	1.719
最適含水比 (%)		6.2	16.3
修正CBR (%)		40.3	105
PI		NP	NP
すり減り減量 (%)		22.3	29.4
骨材間隙率 (%)		18.6	–
透水係数 (cm/sec)		1.29×10 ⁻³	–

表 6.11 路床の諸性状

項 目	1工区	2工区	3工区
土質(目視)	砂質土	砂質土	砂質土
含水比 (%)	27.5	25.9	29.7
乾燥密度 (g/cm ³)	1.446	1.483	1.489
CBR (%)	3.2	3.8	3.4
透水係数 (cm/sec)	1.12×10 ⁻⁵	9.31×10 ⁻⁶	1.85×10 ⁻⁵

表 6.12 フィルター砂の諸性状

通過 質量 百分率 (%)	9.5mm	100.0
	4.75	99.9
	2	97.7
	0.85	92.4
	0.425	83.1
	0.25	61.5
	0.106	7.1
	0.075	4.8
砂の 性 状	分類記号	S
	土粒子の密度 (g/cm ³)	2.558
	最大乾燥密度 (g/cm ³)	1.751
	最適含水比 (%)	14.6
	PI	NP
	均等係数 U _c	2.2
	曲率係数 U _c '	0.97

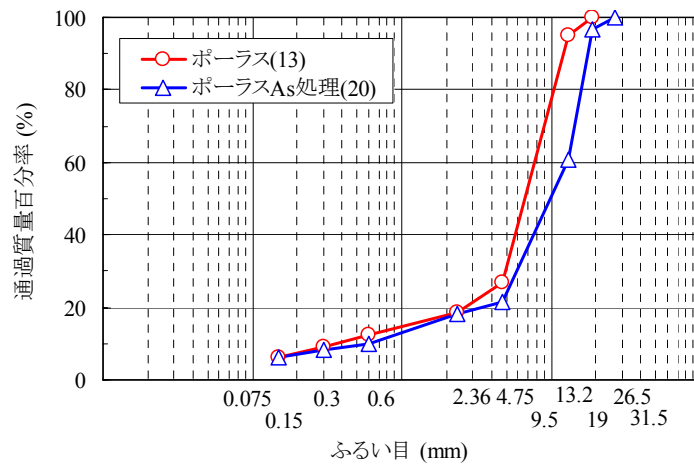


図 6.29 ポーラスアスファルト混合物の合成粒度

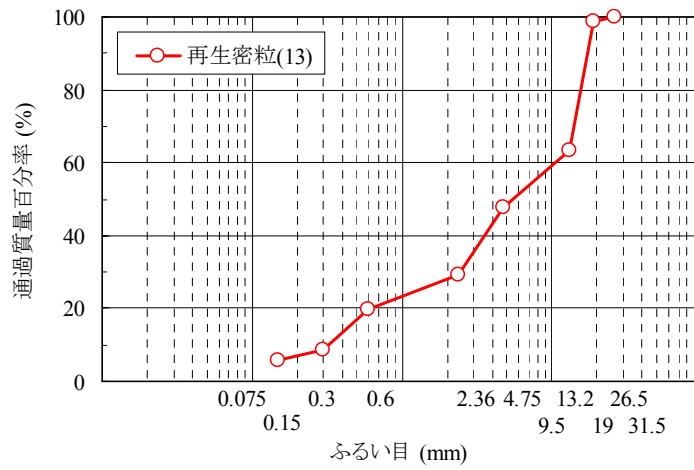


図 6.30 再生密粒度アスファルト混合物の合成粒度

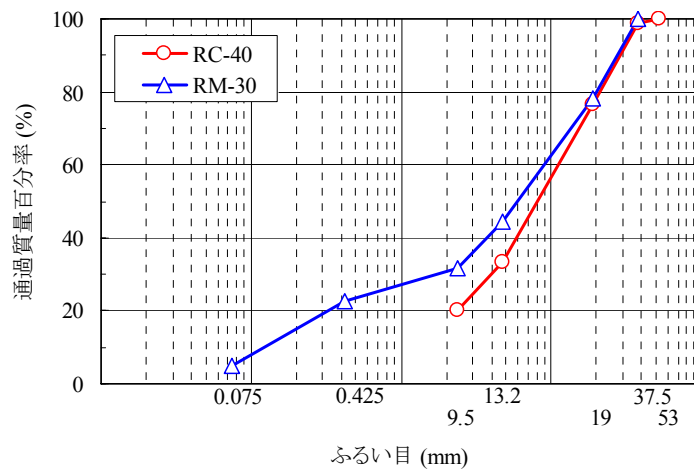


図 6.31 粒状路盤材の粒度曲線

a) FWD による調査概要

舗装体支持力の経年変化に関する測定および、雨水浸透による支持力変化に関する測定は、以下の表 6.13, 6.14 に示す日程で行った。また、試験施工①および試験施工②, ③の道路幅員が異なるため、調査箇所を図 6.32, 6.33 に示す。

表 6.13 舗装体支持力の経年変化に関する測定

項 目	試験施工①	試験施工②	試験施工③
第1回	平成17年8月10日	平成18年8月8日	平成18年8月8日
第2回	平成18年2月7日	平成19年2月7日	平成19年2月7日
第3回	平成19年2月7日		

表 6.14 雨水浸透による支持力変化に関する測定

項 目	1工区	2工区	3工区
試験施工①	平成17年11月18日	平成17年11月17日	平成17年12月16日

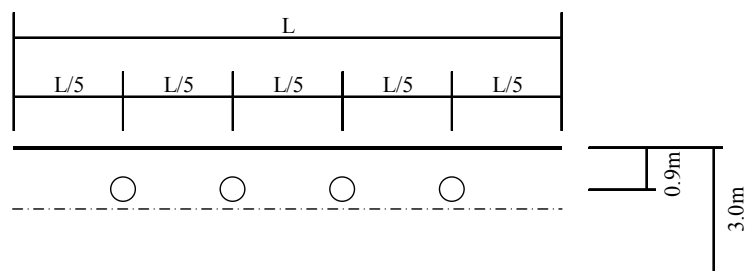


図 6.32 FWD 測定箇所（試験施工①）

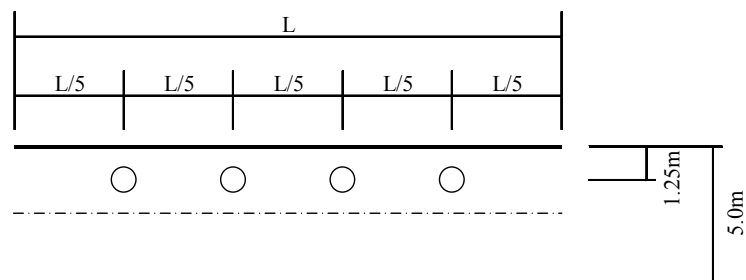


図 6.33 FWD 測定箇所（試験施工②, ③）

b) 散水実験による支持力変化の検証

1) 実験概要

雨水浸透による影響を確認するため、試験施工③において散水ヤードを設けた。ヤードの寸法は、横断方向を舗装幅員の 5m とし、縦断方向も横断方向と同様の 5m とした 25m² である。また、散水した水を縦断方向にのみ移動させるため、側面は遮水シートを舗装表面から路盤下面まで設置した。ここで設定した散水量は、式(6.3)で算出される雨水一時貯留可能量とした¹¹⁾。表 6.15 にそれぞれの散水量を示す。

$$S_i = \sum \frac{H_i \cdot V_i}{100} \cdot F_s \quad (6.3)$$

ここに、 S_i ：舗装断面における雨水一時貯留可能量 (cm³/cm²)

H_i ：路面単位面積あたりの舗装の体積 (cm³/cm²)

V_i ：各層の空隙率 (%)

F_s ：有効空隙比（全空隙に対して雨水が実際に入る空隙の比）=0.7

表 6.15 各工区の散水量

項 目	1工区	2工区	3工区
散水量 (m ³)	2.7	1.6	2.9
時間当たりの散水量 (mm/h)	30	30	40

2) 調査手順

雨水浸透による支持力変化を確認するため、散水前、散水直後、およびその後の任意の時間において FWD による測定を実施した。また、測定位置はヤードの中央部とした。なお散水直後とは、散水が終了して 10～15 分後である。

(2) 追跡調査結果

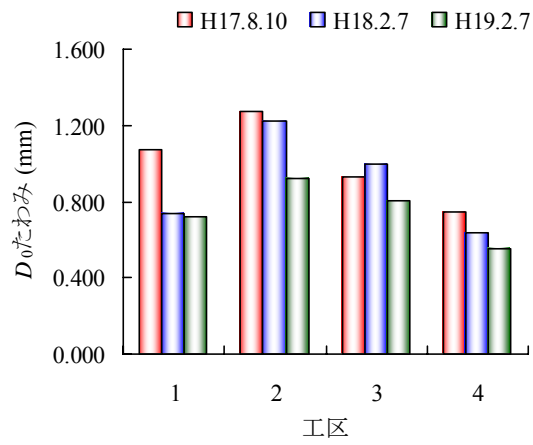
a) たわみによる評価

図 6.34 に D_0 たわみを示す。算出方法は 6.2 と同様の方法で行った。この図から、どの試験施工の各工区においても D_0 たわみは低下している。これより、舗装体としての支持力が増加していると考えられ、雨水浸透の影響を受けていないことが分かる。

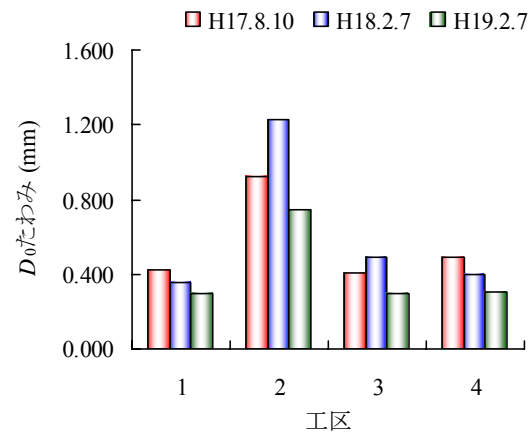
b) 弾性係数による評価

図 6.35～6.37 に各層の逆解析弾性係数を示す。算出方法は 6.2 と同様である。

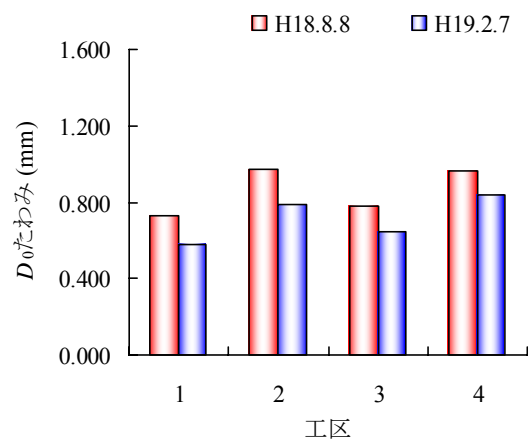
各層の弾性係数が増加傾向を示している。これらの透水性舗装は、粒状路盤材に再生骨材を使用しており、国道 24 号と同様、雨水浸透で再生骨材に含まれるセメントコンクリート骨材による水硬性により¹⁰⁾支持力が増加したものと考えられる。



(a) 試験舗装①

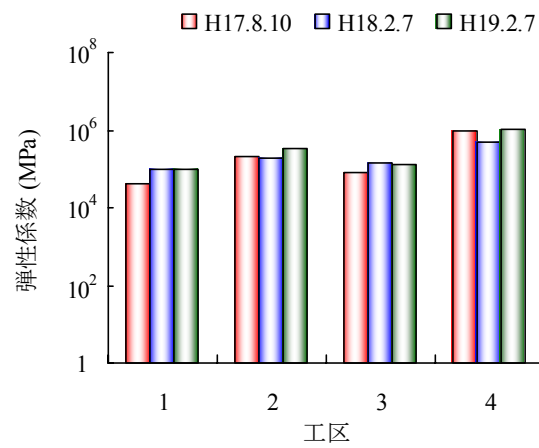


(b) 試験舗装②

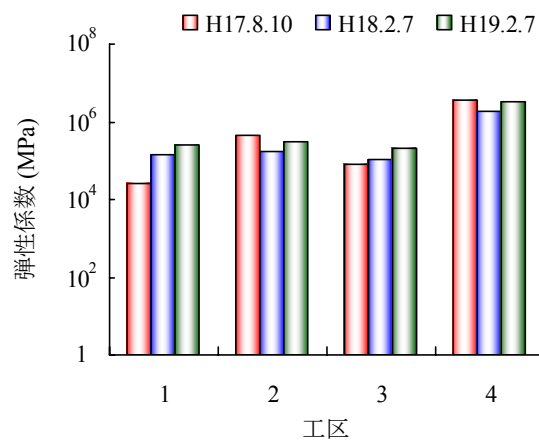


(c) 試験舗装③

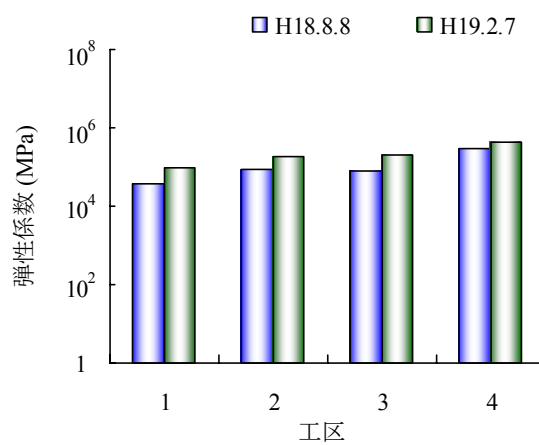
図 6.34 各工区の D_0 たわみの経年変化



(a) 試験舗装①

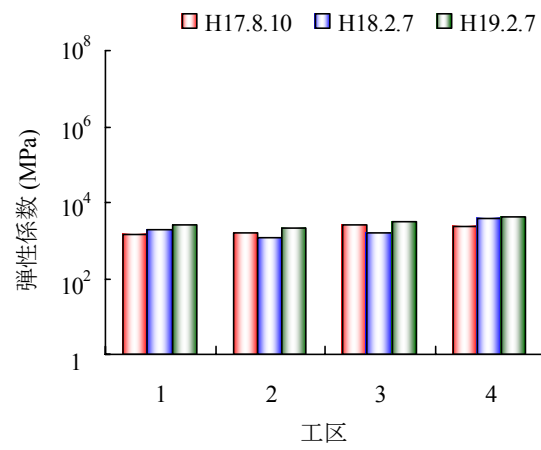


(b) 試験舗装②

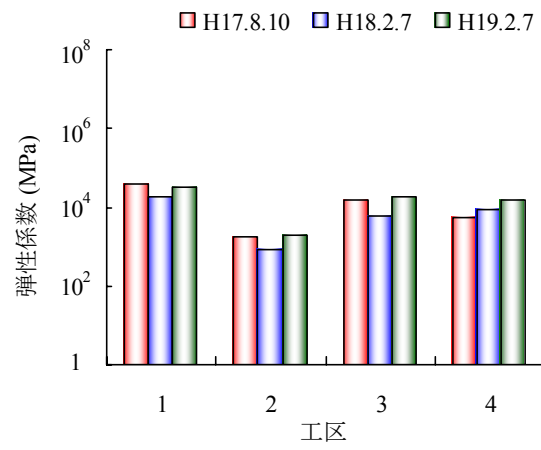


(c) 試験舗装③

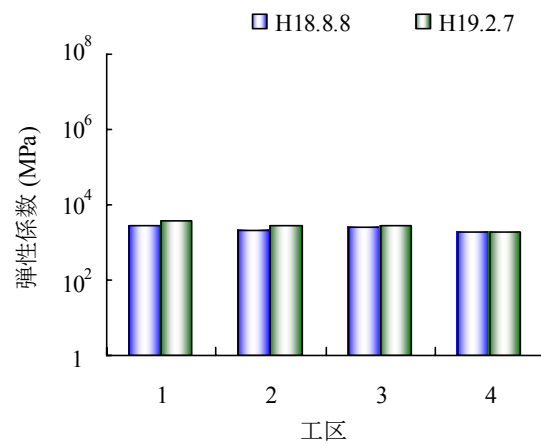
図 6.35 逆解析弾性係数のアスファルト混合物の経年変化



(a) 試験舗装①

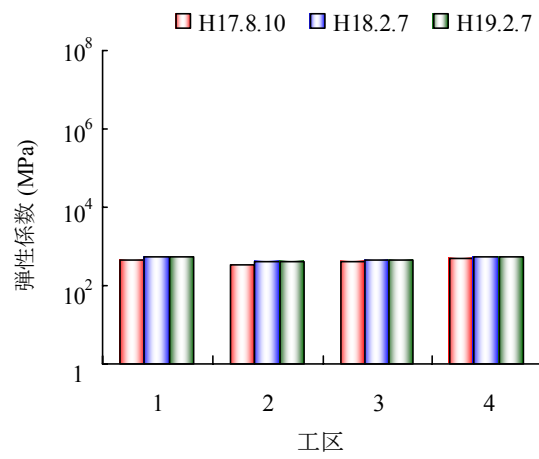


(b) 試験舗装②

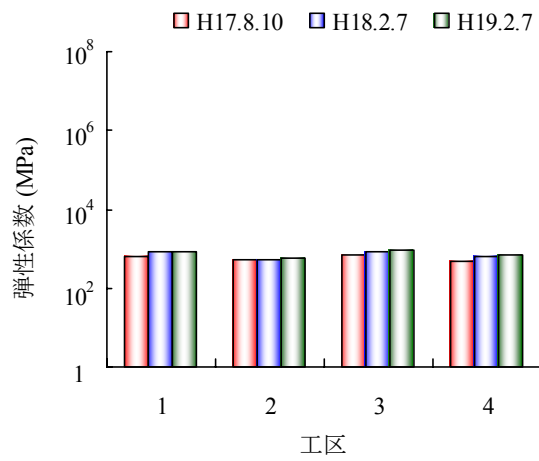


(c) 試験舗装③

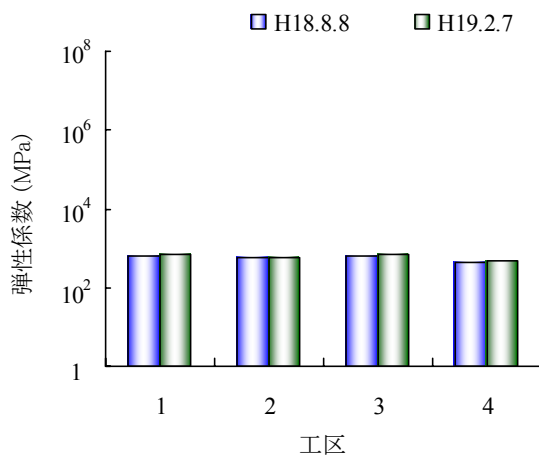
図 6.36 逆解析弾性係数の路盤の経年変化



(a) 試験舗装①



(b) 試験舗装②

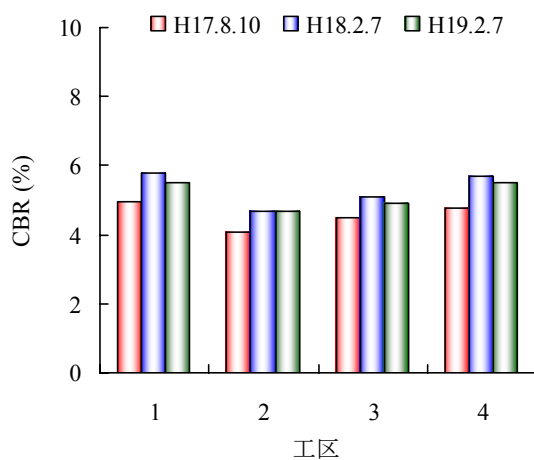


(c) 試験舗装③

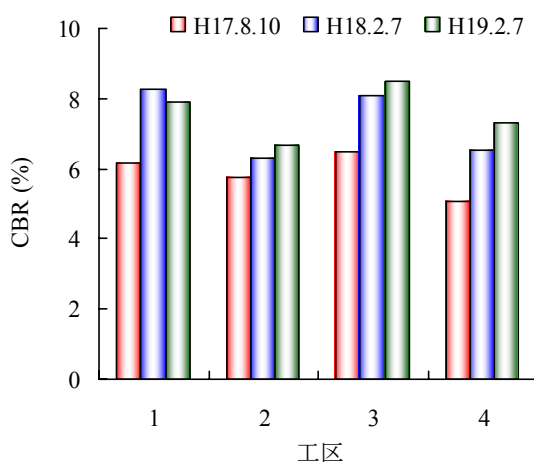
図 6.37 逆解析弾性係数の路床の経年変化

c) 推定される現況の CBR

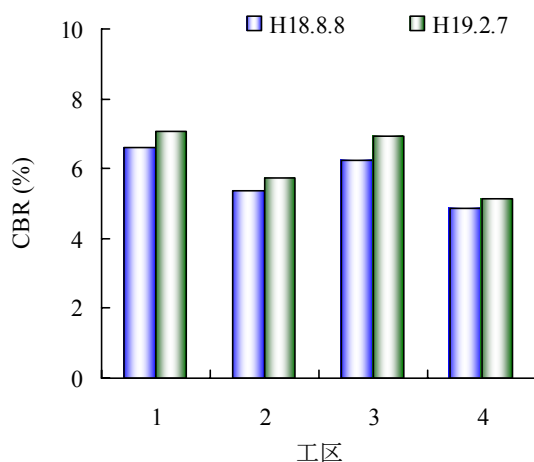
図 6.38 に推定される現状の CBR を示す. どの試験施工箇所の中のどの工区においても CBR 値が増加している. この結果から, 雨水浸透による路床の支持力低下は確認されなかった.



(a) 試験舗装①



(b) 試験舗装②



(c) 試験舗装③

図 6.38 各工区の現状の CBR の経年変化

(3) 散水実験による支持力調査結果

a) 粒状路盤材の支持力変化

図 6.39 に散水前後の D_0 たわみの変化を，図 6.40 に散水前後の推定される現状の CBR の変化をそれぞれ示す．

散水直後において，たわみに若干の増加が見られた．しかし，図 6.40 に示す散水を行った直後の推定される現状の CBR は変化していない．これは舗装体内に雨水が介在している場合，路床より上の舗装体で支持力変化が生じていることを示唆する．

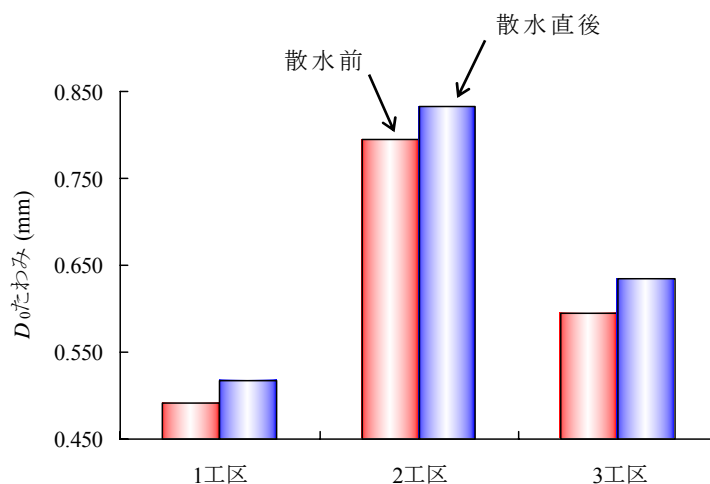


図 6.39 散水前後の D_0 たわみ量

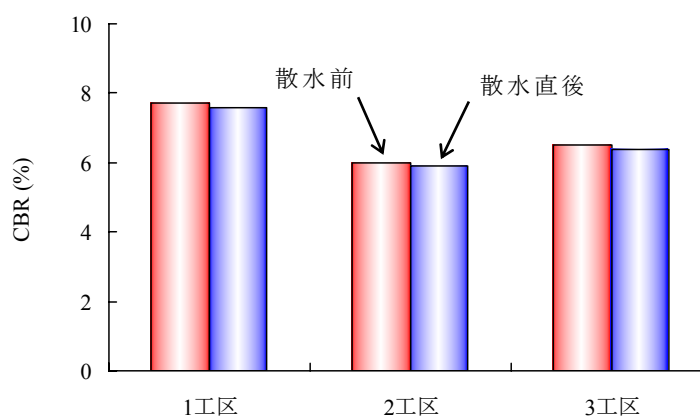
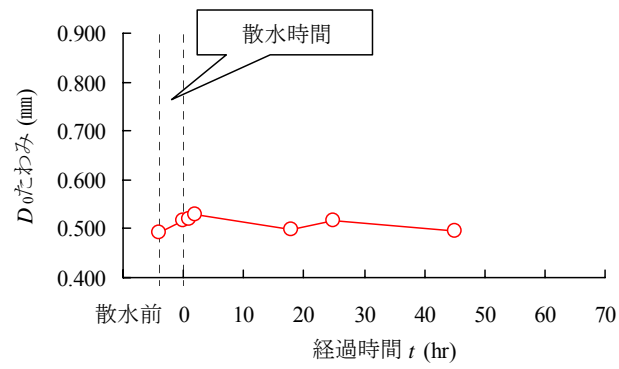


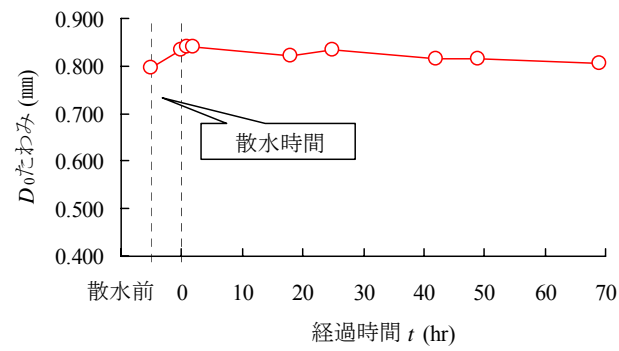
図 6.40 散水前後の推定される現状の CBR

b) たわみによる評価

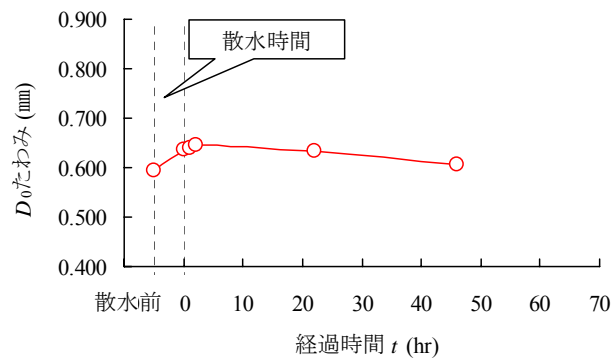
図 6.41 に D_0 たわみの経時変化を示す．2 工区の D_0 たわみが，他の工区と比べて大きな値を示している．しかし，散水直後においては，雨水浸透の影響を受けていると思われるたわみの増加が見られるものの，散水前と散水後 70 時間経過した時点でのたわみに差が見られない．このことより，今回試験施工した箇所の路床においては，雨水浸透の影響を受けていない可能性が示唆される．



(a) 1 工区



(b) 2 工区



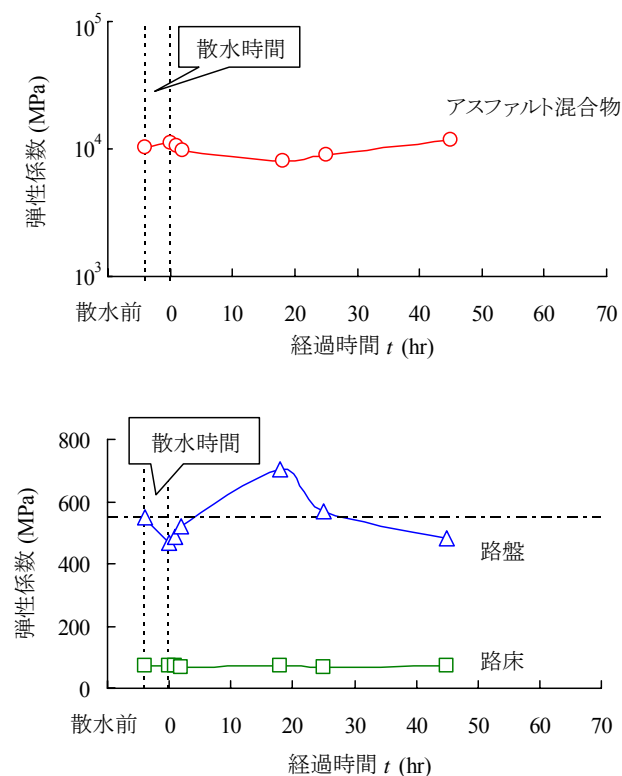
(c) 3 工区

図 6.41 路床の D_0 たわみ

c) 弾性係数による評価

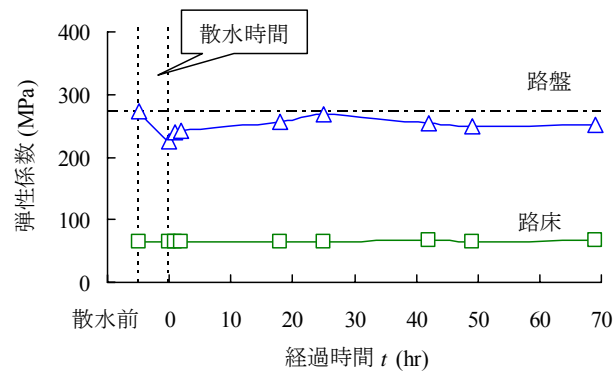
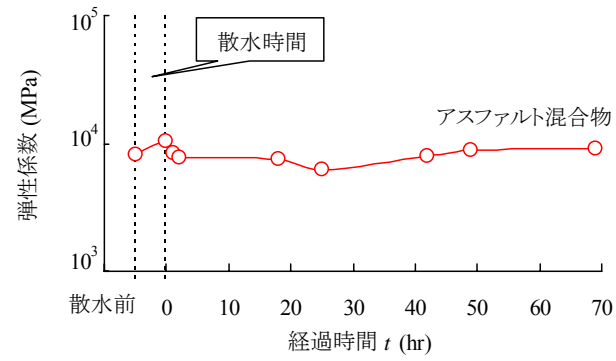
図 6.39, 6.40 から雨水浸透による影響は路床ではなく、その上部で起こっている事が確認された。そこで、雨水が舗装体内に介在している時の逆解析弾性係数を算出した。

図 6.42 に各層の逆解析の結果を示す。路床の弾性係数は散水前、散水直後、その後において変動していない。しかし、路盤層では変化しており、散水直後に弾性係数は低下する。その後、1 工区では途中で弾性係数が大きくなる結果がみられたものの、2 工区および 3 工区では一度低下した弾性係数が徐々に散水前の値に回復していることが確認できる。2 工区は上層と下層で材料が異なるが、1 工区および 3 工区の結果から、下層路盤の RC-40 が大きく影響していると考えられる。また、1 工区の散水後 18 時間経過した時点の弾性係数が増加しているのは、図 6.40 に示す D_0 たわみに若干の変動が見られ、それが原因しているものと考えられるが、実際には不明である。アスファルト混合物層はどの工区においても 10^4MPa 程度を示し、散水前、散水直後、その後において変動していない。このことから、透水性舗装の支持力は、舗装体内に雨水が介在している時に低下するが、その後回復する傾向が見られた。

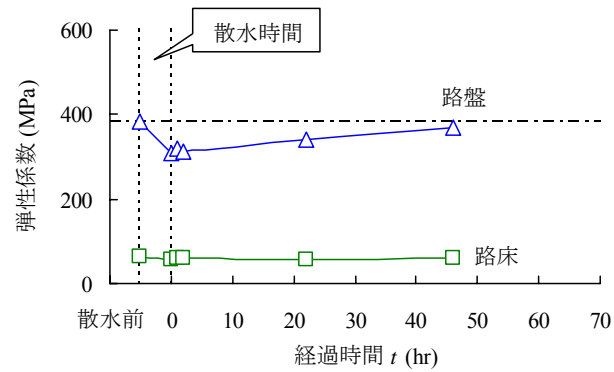
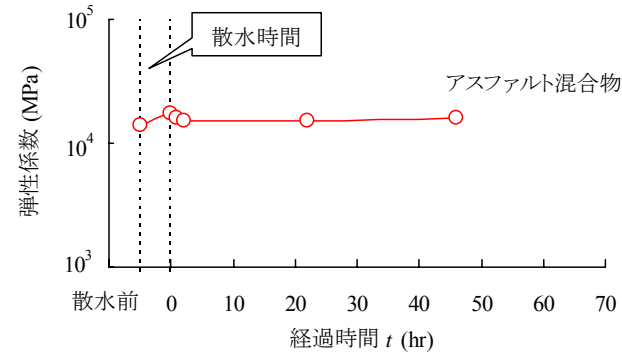


(a) 1 工区

図 6.42 各層の逆解析弾性係数



(b) 2 工区



(c) 3 工区

図 6.42 各層の逆解析弾性係数

6.4 結 言

国道 24 号の追跡調査のなかで FWD 調査によるたわみの経年変化の検証を行っているが、時間の経過に伴いたわみの変化が見られた。これは雨水の浸透による影響と考えられるが、どのように影響しているかが解明されていない。そこで、本章では、実路における透水性舗装各層の支持力変化を、国道 24 号、163 号、9 号および関東地方の市道において検証を行った。そこで得られた知見を以下にまとめる。

① たわみの結果について

たわみは国道 9 号でわずかに増加しているものの、それ以外の透水性舗装のたわみは供用後においても増加していない。また舗装構造の違いで比較すると、アスファルト混合物層は供用に伴い透水性舗装工区のたわみが排水性舗装工区に比べ大きくなっている。これは、排水性舗装が路盤および路床に雨水が浸透しない構造であるのに対し、透水性舗装は路盤および路床に雨水が浸透するため、排水性舗装に比べて支持力が小さくなったのではないかと推察される。粒状路盤材は再生クラッシャラン（RC-40）を使用している透水性舗装の方が、クラッシャラン（C-40）を使用しているものよりたわみが小さい（支持力が大きい）。さらに再生クラッシャランの RC-30 と RC-40 を比較すると、供用後には RC-40の方が大きな支持力を示すことが分かった。

このような結果は、**第5章**では雨水浸透により支持力が低下するという結果と異なっている。これは実路では車両の通行による繰り返し荷重がかかっているのに対し、室内実験では雨水の浸透のみである。このことより、実路では雨水浸透による支持力の低下よりもむしろ、交通荷重による締固め効果により支持力が低下していないと推察される。しかし雨水が舗装体内に介在すると粒状路盤材の性状に影響を与え、一時的に支持力が低下するため、アスファルト混合物層が 2 層以下で、比較的交通量が多い N₃、N₄ などでは注意しなければならない。

② 逆解析弾性係数について

アスファルト混合物層の逆解析弾性係数は、混合物の違いによる差が見られ、ポーラスアスファルト混合物が密粒度アスファルト混合物に比べ小さい値を示した。これは骨材の粒度の違いによるものである。路盤層の逆解析弾性係数は、再生クラッシャラン（RC-40）がクラッシャラン（C-40）に比べて大きい値を示した。これは、材料試験の修正 CBR 試験の結果と逆であり、再生クラッシャラン（RC-40）の修正 CBR 試験結果は水硬性が発現する前の値で、逆解析弾性係数は水硬性が発現した後の値である。つまり、再生クラッシャランは水硬性によって供用後に性状が変化することを示した。路床の逆解析弾性係数は、雨水浸透による支持力の低下は見られないが、ジオテキスタイルおよび砂層を含めると、CBR 値や弾性係数は路床のみに比べ、わずかに小さな値を示した。

以上のようなことから、透水性舗装の耐久性は粒状路盤材への依存性が非常に大きく、耐久性のみで考えると再生クラッシャランが有効である。しかし、**第4章**および**第5章**で示したように再生クラッシャランは水分を保持しやすく、またクラッシャランに比べ透水係数が低く、かつ雨水浸透により透水係数が低下する可能性がある。透水性舗装として透水

性に重きを置いた場合は耐久性の低下が問題となり，耐久性に重きを置いた場合は透水性が低くなることが問題となる．したがって透水性舗装を設計する際，施工条件によって透水性と耐久性のバランスを考えなければならない．

第6章の参考文献

- 1) 中西弘光, 浅野耕司, 川西礼緒奈, 高砂武彦: 車道透水性舗装におけるフィルター層の有効性の検証, 土木学会第 55 回年次学術講演会, pp.14-15, 2000.
- 2) 丸山輝彦: 高性能改質アスファルトの今後, http://www.kenkocho.co.jp/PDF/114_14mt.pdf
- 3) 前原弘宣, 高橋修, 大久保美里: ポリマー改質アスファルトを用いた混合物の劣化および疲労特性, 土木学会舗装工学論文集第 11 巻, pp.163-170, 2006.
- 4) 前原弘宣, 高橋修, 芥川直人: 経年劣化によるアスファルトの性状変化とアスファルト混合物の疲労特性に関する研究, 土木学会舗装工学論文集第 12 巻, pp.73-81, 2007.
- 5) 丸山記美雄, 岳本秀人: 改質Ⅱ型混合物舗装の経済性評価と適用手法に関する検討, 土木学会舗装工学論文集第 10 巻, pp.197-203, 2005.
- 6) 社団法人 日本道路協会: 排水性舗装技術指針 (案), 1996.
- 7) 雑賀義夫, 阿部長門, 姫野賢治, 丸山暉彦: FWD から得られる特性値の温度補正に関する検討, 舗装, Vol.30, pp.10-15, 1995.
- 8) 財団法人 道路保全技術センター: 活用しよう! FWD, 2005. 渡辺安彦, 占部浩二, 有賀公則: 全断面車道透水性舗装における追跡調査の一事例, 第 25 回日本道路会議, 09051, 2003.
- 9) 小林秀行, 加納孝志, 辻井 豪: アスファルト混合物のレジリエントモデュラスに関する一検討, 土木学会第 58 回年次学術講演会, pp.1449-1450, 2003.
- 10) 後藤敦司, 浅野耕司, 長崎 洋: 透水性舗装の生活道路への適用について, 第 25 回日本道路会議, 09052, 2003.
- 11) 財団法人 先端建設技術センター: 環境に配慮した舗装構造 設計・施工・維持管理要領 (案), 2003.

第7章 透水性舗装を計画する場合の留意点

7.1 緒言

第3章～第6章において透水性および耐久性の室内・屋外実験を行った。それらの結果と既往の研究の結果から得られたそれぞれの知見を基に透水性舗装と排水性舗装との使い分けについて表に示した。また、設計、施工・コストおよび機能性に関して留意される事柄についてそれぞれまとめた。

7.2 各留意点の位置付け

図 7.1 に T_A 法による舗装設計の具体的な手順¹⁾、図 7.2 に透水性舗装設計フロー²⁾、表 7.1 に路面に見られるアスファルト舗装の破損¹⁾をそれぞれ示し、更に留意点の対象としている箇所を図中に示す。

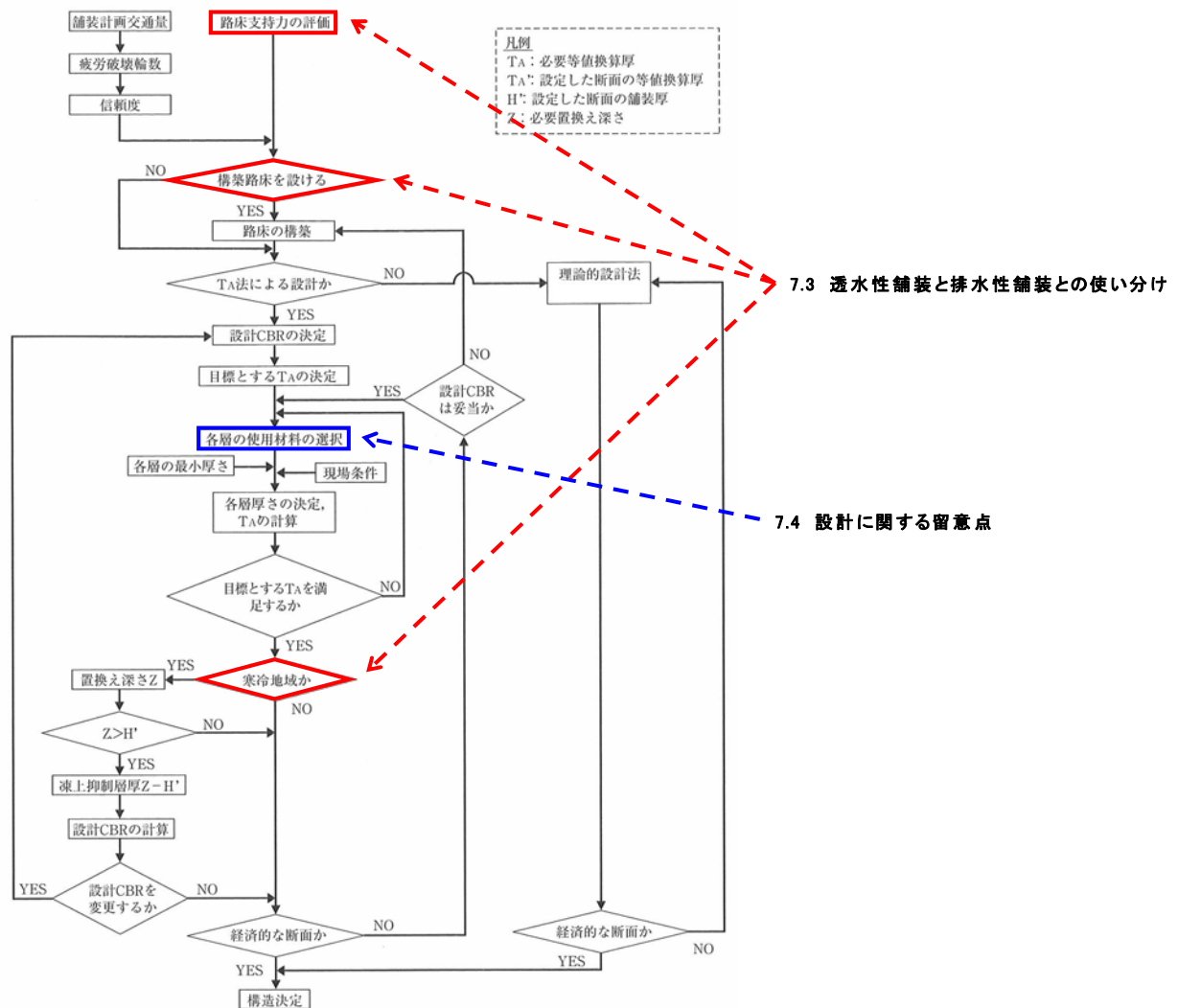


図 7.1 T_A 法による舗装設計の具体的な手順 (参考文献 1)より一部改訂して引用)

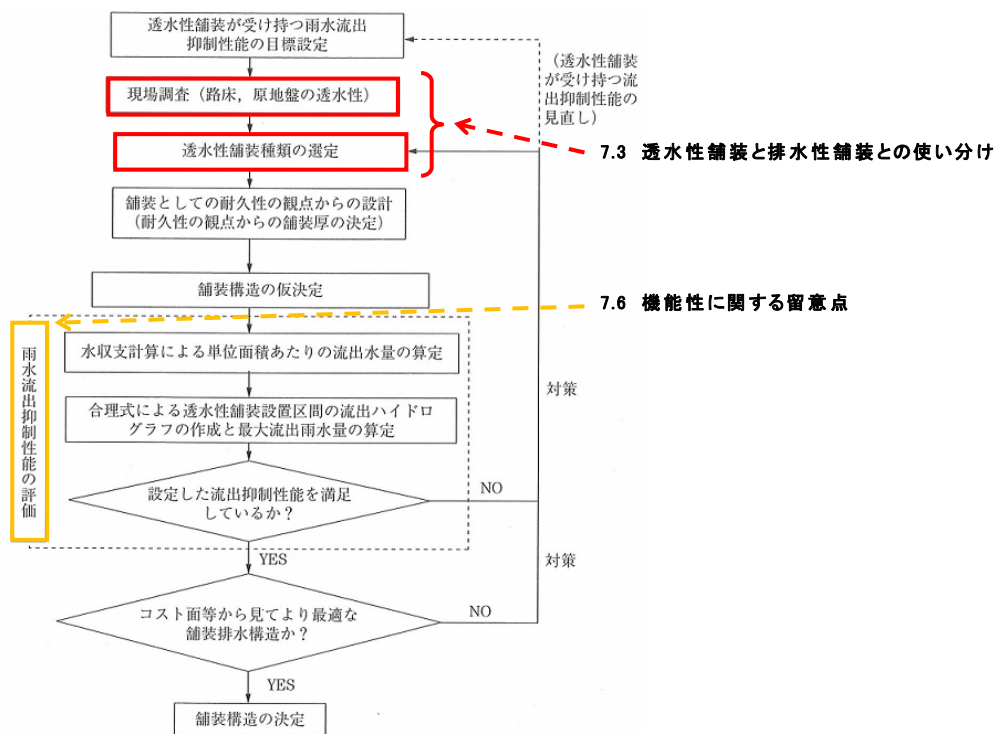


図 7.2 透水性舗装設計フロー（参考文献 2）より一部改訂して引用）

表 7.1 路面に見られるアスファルト舗装の破損（参考文献 1）より一部改訂して引用）

破損の種類		主な原因等	原因と考えられる層	
			表層	基層以下
ひび割れ	亀甲状ひび割れ (主に走行軌跡部)	舗装厚さ不足、路床・路盤の支持力低下・沈下、計画以上の交通量履歴	○	○
	亀甲状ひび割れ (走行軌跡部～舗装面全体)	混合物の劣化・老化	○	○
	線状ひび割れ (走行軌跡部縦方向)	わだち割れ	◎	○
	線状ひび割れ（横方向）	温度応力	○	○
	線状ひび割れ (ジョイント部)	転圧不良、接着不良	◎	○
	リフレクションクラック	コンクリート版、セメント安定処理の目地・ひび割れ		◎
	ヘアークラック	混合物の品質不良、転圧温度不適	◎	
	構造物周辺のひび割れ	地盤の不等沈下		◎
	橋面舗装のひび割れ	床版のたわみ	○	◎
わだち掘れ	わだち掘れ（沈下）	路床・路盤の沈下		◎
	わだち掘れ（流動）	混合物の品質不良	◎	○
	わだち掘れ（摩耗）	タイヤチェーンの走行	◎	○
	縦断方向の凹凸	混合物の品質不良、路床・路盤の支持力の不均一	◎	○
平坦性の低下	平坦性	コレゲーション、くぼみ、より	◎	○
	段差	混合物の品質不良、層間接着不良	◎	
浸透水量の低下	浸透水量の低下	空隙づまり、空隙つぶれ	◎	
	すべり抵抗値の低下	ポリッシング	◎	
騒音値の増加	騒音値の増加	フリージング(フラッシュ)	◎	
	騒音値の増加	混合物の剥離飛散	◎	
ポットホール	ポットホール	路面の荒れ、空隙づまり、空隙つぶれ	◎	○
	ポットホール	混合物の剥離飛散	◎	○
その他	その他	混合物の品質不良、転圧不足	○	○
		ボンピング作用による路盤の浸食		◎

〔注〕 ◎：原因として特に可能性の大きいもの
○：原因として可能性のあるもの

7.5 施工・コストに関する留意点

7.3 透水性舗装と排水性舗装との使い分けについて

透水性舗装と排水性舗装はともに雨水流出抑制機能を有している。雨水流出抑制機能には、舗装体内に浸透した雨水を一時的に貯留する一時貯留機能、原地盤に雨水を浸透させる機能、そして最大の雨水流出量（ピーク流出雨水量）を低減させる機能などがある。一時貯留機能については、透水性舗装および排水性舗装透の双方が有している機能である。しかし、排水性舗装は表層に配置したポーラスアスファルト混合物等の空隙内のみに雨水を一時的に貯留するのに対し、透水性舗装は全層に雨水が浸透することより、高い一時貯留効果が期待できる。さらに、原地盤に浸透させる機能については、透水性舗装のみが有している大きな特徴である。また、ピーク流出雨水量の低減に関しても一時貯留機能と同様に、双方が有している機能であるが、排水性舗装は表層のポーラスアスファルト混合物の空隙のみがその機能を有しているのに対し、透水性舗装は全層が有していることより、高い効果が期待できる。しかし、適用箇所の条件や路床および路盤の材料の条件によっては、それぞれを使い分けて施工する必要がある。そこで、透水性舗装と排水性舗装との使い分けを項目ごと分類して表 7.2 に示す。橋梁部のような雨水浸透を遮断しなければならない箇所や、近隣に大型構造物がある場合には浸透した雨水が周囲に及ぼす影響が不明であるため、透水性舗装の設置は避けた方が良くと考えられる。また、地下水位に関しても浸透した雨水により地下水位が敏感に上昇する場合には、路床が泥濘化する可能性があるため施工は避けた方が良くと思われる。積雪寒冷地については、**第4章**において路床土および粒状路盤材は浸透した雨水を保水することより、凍上の恐れがあるため透水性舗装は適さないと考えられる。

表 7.2 各条件による透水性舗装と排水性舗装の使い分け

条 件	項 目		透水性舗装	排水性舗装
適用箇所の条件	交通量区分	軽交通	○	○
		重交通	○	○
	可能箇所	交差点	○	○
		橋梁部	×	○
	近隣構造物の有無	有る	△※ ¹	○
		無い	○	○
	粉塵の有無	多い	△※ ²	△※ ²
		少ないもしくは無い	○	○
	地下水位※ ³	高い	△※ ⁴	○
		低い	○	○
	気象条件	積雪寒冷地	×	△※ ⁵
路床の条件	路床の透水性が良い	CBR値が大きい	○	○
		CBR値が小さい	△※ ⁶	○
	路床の透水性が悪い	CBR値が大きい	△※ ⁷	○
		CBR値が小さい	△※ ⁸	○
路盤の条件	粒状路盤材の材料	クラッシュラン	○	○
		再生クラッシュラン	△※ ⁹	○

- ※1 現在は独立行政法人土木研究所の道路路面雨水処理マニュアル（案）の「雨水の地下浸透による道路構造物や周辺構造物の安定性への影響の面から注意する区域」において、地下浸透型雨水処理施設の設置箇所について規定している。その他、構造物の基礎周辺については、地下浸透型の雨水処理施設を構造物の基礎周辺に設置する場合には、各構造物において一般的に構造計算を行う場合に使用する安定計算を実施するなどして構造物の安定性を検討し、施設設置の可否を判断するものとしている。しかし、舗装体内に雨水がどのように浸透し、周囲の地盤や隣接する構造物に与える影響が未解明である。したがって、今後はこの浸透した雨水がそれらにどのような影響を与えるかについて解明する必要がある。
- ※2 機能回復の頻度が高くなることを認識しておく必要がある。
- ※3 道路路面雨水処理マニュアル（案）では、浸透効果が期待されるかどうかで規定しており、路床上面からの深さが 0.5m 以上で効果が期待できるとしている。しかし、降雨により地下水位が敏感に上昇する場合には、設計上の浸透効果が得られない可能性があるため、地下水位の変動については事前に十分な調査が必要であるとしている。また、新潟市では現況の地表面より 1.5m 以深でなければならないとしている³⁾。
- ※4 路床の透水性が悪い場合は問題ないが、透水性が良く地下水位が敏感に上昇する場合には、路床が泥濘化する可能性があるため施工は避けた方が良いと思われる。
- ※5 表層に凍結抑制機能を負荷したアスファルト混合物を採用する。
- ※6 路床の支持力を上げるため路床構築をする必要がある。しかし、路床構築を行うと透水性が低下する恐れがあるので、透水係数を確認し再度条件の確認を行う必要がある。
- ※7 透水性が悪いため、浸透型ではなく貯留型を採用する。
- ※8 路床構築を行い、貯留型として設計する。
- ※9 再生クラッシュランは比較的透水性能が低い傾向にあるため、路盤層の施工後に透水係数の確認する必要がある。

7.4 設計に関する留意点

本研究で使用した試料で実験を行った結果から考えられる，設計に関する留意点について以下に述べる．

① 重交通道路や軽交通道路でも比較的交通量の多い道路で耐久性を要求される場合の粒状路盤材の選定

粒状路盤材は本研究の試験結果から，再生クラッシャーランは透水性能がクラッシャーランより劣るが，雨水浸透の影響が少なく，支持力が低下しないため適していると考えられる．その際，中央粒度から下方粒度のものを使用し，上方粒度は締固め度が 100% に近くなるほど透水しなくなるため使用は避けることが望ましいと考えられる．

② 重交通道路や軽交通道路でも比較的交通量の多い道路で透水性を要求される場合の粒状路盤材の選定

透水性能が高いクラッシャーランの中央粒度から下方粒度を使用することが望ましい．しかし，締固め度によっては雨水浸透により支持力が低下することや，交通荷重による締固め効果が懸念されることから，透水能力は劣るが雨水浸透の影響を受けにくい再生クラッシャーランの使用が望ましいと考えられる．しかし，①に示したように締固め度によっては透水性能が低くなるため，施工後に透水試験を実施し，透水性能を確認することが望ましい．

③ 交通量の少ない軽交通道路や生活道路で透水性を要求される場合の粒状路盤材の選定

透水性能が高いクラッシャーランを使用することが望ましい．特に中央粒度から下方粒度を使用すると高い透水係数が期待できる．なお，耐久性を重視することは交通荷重がほとんど作用しないということより，特に使用材料の選定の必要はないと考える．

7.5 施工・コストに関する留意点

- ① 透水性については、**第6章**の現場透水試験結果からも分かるように、透水性舗装の透水性能は 2～3 年で基準値(1000ml/15sec)を下回る。これは排水性舗装と同様の傾向であり、写真 7.1 に示すような機能回復車を使用するなどの機能回復が考えられる。



写真 7.1 機能回復車

- ② わだち掘れに対しては、切削オーバーレイ（写真 7.2）は切削対象のアスファルト混合物層の下部のアスファルト混合物層の空隙がつぶれてしまい（写真 7.3）、透水機能を損ねてしまう。そういった場合、打換え（写真 7.4）を行わなければならない。しかし、アスファルト混合物層が 20cm 以上もあるような重交通道路での打換えはコストがかかる。また重交通道路の場合、高耐久型のポリマー改質アスファルトの開発によりアスファルト混合物の耐久性には問題ないと考えられる。すなわち、路床および路盤の耐久性の有無が原因でわだち掘れが生じる可能性が高いと推察される。したがって、透水性舗装を施工する場合は、路床および路盤に高い耐久性を持たせる必要があると考えられる。



写真 7.2 切削オーバーレイ（切削工）



写真 7.3 切削面



写真 7.4 打換え（舗装版撤去工）

- ③ 空隙づまり（写真 7.5）に対しては，その原因である粉塵等の発生が少ない箇所を選定することで，機能回復作業の頻度を減らすことができると考えられる．軽交通道路の場合，舗装厚が 5~10cm 程度であるため，打換えるとしても比較的成本はかからない．また，国道と異なり，重交通車両が走行しないためわだち掘れの問題がない．施工場所に関しても，近隣に公園や田畑のような土粒子や粉塵が多い箇所を避けて施工すれば空隙づまりの問題もない．例えば，北山³⁾が算出した大阪府門真市における道路が占める面積は，表 7.3 に示すように道路が占める割合が市全体の面積に対して約 25%であり，その中でも市道が約 20%も占めている．そこで，道路の大部分を占めている市道の中でも，著しく機能を低下させる要因のある箇所を避けて施工すれば，長期的に機能を持続させることが可能であり，透水性舗装を広範囲に施工できると考えられる．



写真 7.5 空隙づまり状況

表 7.3 大阪府門真市の道路が占める割合⁴⁾

項 目	pixel	面積率 (%)	面積 (km ²)
門真市全体	12,771,831	100.00	12.28
高速道路	101,254	0.79	0.10
国道	80,902	0.63	0.08
府道	395,588	3.10	0.38
市道	2,561,243	20.05	2.46
道路合計	3,138,987	24.57	3.02

7.6 機能性に関する留意点

第3章および第4章において雨水浸透メカニズムの解明や雨水流出抑制効果のシミュレーションを行った結果、以下のような留意点があげられる。

- ① 雨水流出抑制性能の評価を行う場合、現在は一般的に使用されている手法で水収支を算出するが、その際に使用する透水係数は飽和透水係数である。第4章の解析手法の違いによるシミュレーション結果からも分かるように、降雨強度が大きい場合では溢流しないことから、降雨条件や舗装構成によっては雨水流出抑制性能を過大評価する可能性がある。したがって、雨水流出抑制性能を評価する際は、近隣の環境などの安全を考慮して危険側（溢流しやすい）に試算することが望ましいと考えられる。試算方法としては、例えば一般的に使用されている手法で試算する場合に、路床や粒状路盤の飽和透水係数を下げて設定するといった方法などが考えられる。
- ② 実路実験により雨水流出抑制効果を明確にしたが、散水範囲が小さく、また溢流量のみの測定で、浸透量および貯留量の測定を行っていないため、精度に関しては十分なものではない。したがってシミュレーションと同様に雨水流出抑制性能を評価する際は、近隣の環境などの安全を考慮して危険側（溢流しやすい）に試算することが望ましいと考えられる。この場合も①と同様に、一般的に使用されている手法で試算する場合は、路床や粒状路盤の飽和透水係数を下げて設定するといった方法などが考えられる。

7.7 結 言

本章では、本研究の結果と既往の研究の結果から得られた知見を基に留意される事柄について以下のようにまとめた。

- ① 適用箇所の条件、路床の条件、路盤の条件のそれぞれの条件における透水性舗装と排水性舗装の使い分けについて表に示した。
- ② 設計に関する留意点として、透水性舗装に要求される事柄を3種類に分け、特に粒状路盤材の材料、粒度の選定方法についてまとめた。
- ③ 施工・コストに関する留意点として、透水性舗装の透水性能は2～3年で基準値(1000ml/15sec)を下回ることより、機能回復の必要性について言及した。その他、空隙つぶれについては、透水性舗装の施工場所は重交通道路の場合、路床および路盤の耐久性が小さいとわだち掘れが生じる可能性が高いため、それらに高い耐久性を持たせたいうえで施工することが望ましい。また空隙づまりについては、近隣に公園や田畑のような土粒子や粉塵が多い箇所を避けて施工することが望ましい事を示した。

- ④ 機能性に関する留意点として、水収支を試算する際、一般的に使用されている解析手法は雨水流出抑制効果を過大評価する可能性があるため、路床や粒状路盤の飽和透水係数を下げて危険側（溢流しやすい）に試算することが望ましい事を示した。

第7章の参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：舗装設計便覧，2006.
- 2) 独立行政法人土木研究所：道路路面雨水処理マニュアル（案），山海堂，2005.
- 3) 新潟市：新潟市舗装マニュアル，2007.
- 4) 北山迪也：透水性舗装の雨水浸透及び貯留機能と都市における洪水抑制効果に関する研究，京都大学大学院工学研究科 都市環境工学専攻修士論文，2007.

第8章 結 論

8.1 各章の結論

本研究では透水性舗装における雨水浸透のメカニズムを解明するため、実路（国道 163 号）を模擬した実物大モデルおよび実路（第二京阪道路）において散水実験を行い、得られた結果をもとに環境負荷軽減効果の検証を行った。次に、不飽和浸透特性を考慮した雨水流出抑制性能の実験的研究として、解析に必要な物性値として、水分保持特性および飽和－不飽和透水係数の測定を行った。そして、気液二相流解析プログラムで平成 19 年度に試験施工された第二京阪道路の副道における車道透水性舗装の舗装構造を使用し雨水浸透現象の解析を行った。実路における透水性舗装の支持力変化の検証としては、重交通道路に試験施工された国道 24 号、163 号、9 号と、軽交通道路に試験施工された関東地方の市道の支持力の経年変化を FWD で測定し、その結果をもとに雨水浸透による支持力変化を解明した。雨水浸透による路盤および路床の支持力変化の検証として、室内実験で浸透水による粒状路盤材および路床土の支持力低下とそのメカニズムを解明した。

本研究で得られた主な研究成果は次のとおりである。

第1章では、本研究の背景として、現在までの道路普及の状況および道路を取り巻く環境について述べ、さらに近年増加している集中豪雨に対する透水性舗装への期待について述べた。この透水性舗装は、雨水の浸透により路体および路床の耐久性を損ねることが懸念されているため車道への適用は少なく、歩道や駐車場で多く適用されていた。しかし、平成 16 年に施行された特定都市河川浸水被害対策法により、主要対策のひとつとして車道透水性舗装が注目され、軽交通から重交通の車道にも適用可能な技術の確立が急務となっている。本研究では透水性舗装各層の耐久性および透水性について、実路および実物大モデルヤードにおける調査および室内試験から明らかにすることを試みた。またそれらによって得られた知見から、透水性舗装のそれぞれの性能を明確にすることを目的としていることを論じた。

第2章では、透水性舗装と一般的に代表される密粒度舗装および排水性舗装との性能の違い、透水性舗装に期待される機能、そして重交通道路における一般的な透水性舗装の舗装構成について述べた。次に、特定都市河川浸水被害対策法について、その導入の背景や経緯、またその位置づけについて述べた。また透水性舗装の歴史では、海外における透水性舗装として米国の舗装体内排水システムについて述べ、次いで日本の透水性舗装について述べた。既往の研究では、屋外実験および室内実験の研究結果を述べた。さらに、明確にされた事柄と今後の課題を整理し、それを研究課題とした。既往の研究における課題では、屋外実験および室内実験における課題を①屋外実験の課題と②室内実験の課題の 2 つに大別して整理した。既往の研究でも取り上げた、独立行政法人土木研究所が発行した「道路路面雨水処理マニュアル（案）」について、その概要、取り組みと成果、そしてマニュアルにおける今後の課題について述べた。透水性舗装の数値解析について、透水性舗装の透水

性能評価に使用されている解析ソフトで、国土交通省国土技術政策総合研究所水害研究室が開発した「NIRIM」、そして独立行政法人土木研究所が開発した「透水性舗装水収支計算プログラム」について、その概要を述べた。最後に、舗装工学における多層弾性理論として、その考え方および適用法について説明した。

第3章では、実物大モデルヤードおよび実路にて散水実験を行い、雨水浸透メカニズムの解明を行った。

実物大モデルヤード実験の結果から、降雨強度が強くなるほど、溢流量が多くなるとともに、溢流開始時間が早くなる。さらに降雨強度の大きさによって浸透現象が異なる可能性がある。また定常降雨では、降雨強度が80～90mm/hr以上になると、舗装体内に空気の層、すなわち二重水面が生じていることが分かった。そして雨水流出抑制効果に関しては、透水性舗装は雨水流出量抑制効果があるという結果が得られた。しかし、実路実験の結果では、粒状路盤材にクラッシュラン（C-40）を使用した場合と再生クラッシュラン（RC-40）の場合とでは効果に違いが生じた。

このことより、透水性舗装の雨水流出抑制効果を試算する際には降雨条件や降雨時間によってその効果が異なることを把握する必要がある。また透水性舗装を設計する際、特に粒状路盤材の選定の留意する必要がある。そして透水性舗装の雨水浸透・貯留効果を評価するためには、舗装体内の不飽和の状態を考慮しなければならないことを示した。

第4章では、室内において透水性舗装を構成する各層の不飽和浸透特性の測定を実施した。そしてそれらの結果を使用し、**第3章**で明らかにした舗装体内に存在する空気が雨水浸透に影響を与えることを考慮した気液二相流解析プログラムで解析を行った。

不飽和浸透特性については、本研究で使用した材料では、ポーラスアスファルト混合物は骨材最大粒径の影響を受け、粒状路盤材は材料の違いが影響する。そして路床土は間隙サイズの違いの影響を受けることが分かった。

解析結果については、第二京阪道路における実験結果を飽和浸透流解析、飽和－不飽和浸透流解析、気液二相流解析を用いてシミュレーションした結果、空気相を考慮した解析がその現象をより良く再現していることが分かった。

このことから、不飽和浸透特性をさらに異なった材料（例えば、粒状路盤材では締固め度が異なったもの）の不飽和浸透特性を把握することで、さまざまな舗装構造や材料条件における数値解析が可能になる。数値解析については、現在仮定値を使用している飽和－不飽和透気係数を実際に求め、その結果を使用し気液二相流解析で透水性舗装の雨水流出抑制効果を試算することにより、透水性舗装およびその他の排水施設の設計に利用可能であることを示した。

第5章では、透水性舗装の粒状路盤材としてクラッシュラン（C-40）および再生クラッシュラン（RC-40）、また第二京阪道路において採取した路床土を用いて、透水性舗装の雨水浸透による路盤、路床の支持力の変化、およびメカニズムについて室内試験により検討を行った。

支持力の変化については、本研究で用いた粒状路盤材、路床材では、雨水浸透により支

持力の低下が確認されたが、いずれの場合も許容支持力を下回っていないことが分かった。また、クラッシャラン（C-40）と再生クラッシャラン（RC-40）では支持力に違いが見られ、再生クラッシャランの方が雨水浸透による支持力への影響が小さいことが分かった。支持力低下のメカニズムについては、雨水浸透により小さな骨材が下方へ移動し、上部では骨材が抜け落ちて粗になる部分が形成され、これにより支持力が低下したと考えられる。また、規定範囲内において粒度によって支持力が大きく異なり、粒径 2.36mm 未満の骨材割合が多い粒度ほど大きな支持力を示し、粒径 2.36mm 未満の骨材割合が少ない粒度では、小さな骨材が支持力への影響が小さく、通水によってこれらが移動しても、支持力の低下の割合が小さいことが分かった。

したがって、粒状路盤材は雨水浸透により施工当初の試験結果から支持力が低下することを考慮して材料選定、舗装厚の設定をする必要がある。また雨水浸透の影響を受けても支持力を維持するために、規定範囲内の粒度であるだけでなく、さらに適正な粒度のものを使用しなければならないことを明らかにした。

第6章では、実路における透水性舗装各層の支持力変化を、国道 24 号、163 号、9 号および関東地方の市道において検証を行った。

たわみの結果については、国道 9 号でわずかに増加しているものの、それ以外の透水性舗装のたわみは供用後においても増加しておらず、支持力の低下は見られない。粒状路盤材は再生クラッシャラン（RC-40）を使用している透水性舗装の方が、クラッシャラン（C-40）を使用しているものよりたわみが小さい（支持力が大きい）。さらに再生クラッシャランの RC-30 と RC-40 を比較すると、供用後には RC-40 の方が大きな支持力を示すことが分かった。

逆解析弾性係数については、再生クラッシャラン（RC-40）がクラッシャラン（C-40）に比べて大きい値を示した。これは、材料の修正 CBR 値と逆であり、再生クラッシャランの修正 CBR の値は水硬性が発現する前の値で、逆解析弾性係数は水硬性が発現した後の値であるため強度が増加したと考えられる。路床の逆解析弾性係数は、雨水浸透による支持力の低下は見られないが、ジオテキスタイルおよび砂層を含めると、CBR 値や弾性係数は路床のみに比べ、わずかに小さな値を示した。

このような結果は、**第5章**では雨水浸透により支持力が低下するという結果と異なっている。これは実路では車両の通行による繰り返し荷重がかかっているのに対し、室内実験では雨水の浸透のみである。このことより、実路では雨水浸透による支持力の低下よりもむしろ、交通荷重による締固め効果により支持力が低下していないと推察される。また透水性舗装の耐久性は粒状路盤材への依存性が非常に大きく、耐久性のみで考えると再生クラッシャランが有効であるが、透水性舗装として透水性に重きを置いた場合は耐久性の低下が問題となり、耐久性に重きを置いた場合は透水性が低くなることが問題となる。したがって透水性舗装を設計する際、施工条件によって透水性と耐久性のバランスを考えなければならないことを示した。

第7章では、本研究の結果と既往の研究の結果から得られた知見を基に留意される事柄について述べた。まず、透水性舗装と排水性舗装の使い分けについて表にまとめた。次に

設計に関する留意点として、透水性舗装に要求される内容を3種類に分け、特に粒状路盤材の材料、粒度について述べた。そして施工・コストに関する留意点として、透水性舗装の透水性能は2～3年で基準値(1000ml/15sec)を下回ることより、機能回復の必要性について言及した。その他、空隙つぶれについては、透水性舗装の施工場所は重交通道路の場合、路床および路盤の耐久性が小さいとわだち掘れが生じる可能性が高いため、それらに高い耐久性を持たせたうえで施工することが望ましい。また空隙づまりについては、近隣に公園や田畑のような土粒子や粉塵が多い箇所を避けて施工することが望ましい事を示した。最後に機能性に関する留意点として、水収支を試算する際、一般的に使用されている解析手法は、雨水流出抑制効果を過大評価する可能性があるため、路床や粒状路盤の飽和透水係数を下げて危険側（溢流しやすい）に試算することが望ましいことを示した。

8.2 本研究における結論

透水性

- ① 降雨強度が強くなるほど、溢流量が多くなるとともに、溢流開始時間が早くなる。
- ② 降雨強度が80～90mm/hr以上になると、舗装体内に空気の層すなわち二重水面が生じる。
- ③ 路盤材の材質の違いが洪水抑制効果に与える影響は大きい。
- ④ 室内で実施した不飽和浸透特性試験の結果、アスファルト混合物に関しては間隙のサイズが、粒状路盤材および路床に関しては材料の違いが、それぞれ雨水浸透現象に影響を与えている。
- ⑤ 第二京阪道路における実験結果を飽和浸透流解析や、飽和－不飽和浸透流解析、気液二相流解析を用いてシミュレーションした結果、気相を考慮した解析がその現象をより良く再現している。このことから、透水性舗装を設計する際には気相の影響を考慮する必要がある。

耐久性

- ① 本研究で用いた粒状路盤材においては、雨水浸透により支持力の低下が確認されたが、いずれの場合も許容支持力（CBR=20%）を下回っていない。
- ② 本研究で用いた粒状路盤材は、規定範囲内の粒度分布によって支持力が大きく異なり、粒径2.36mm未満の骨材割合が多い粒度ほど大きな支持力を示す。
- ③ 透水性舗装の粒状路盤材としてクラッシュラン（C-40）と再生クラッシュラン（RC-40）では、再生クラッシュランの方が雨水浸透による支持力への影響が小さい。
- ④ 路床土においても雨水浸透による支持力の低下が見られたが、いずれの場合も許容支持力（CBR=3%）以上である。
- ⑤ 追跡調査でのFWDたわみの結果から、供用後においても支持力の低下は見られない。
- ⑥ 室内実験の結果と異なる理由として、室内実験では雨水浸透による支持力の低下が見られたが、実路では雨水浸透による支持力の低下と、交通荷重による締固め効果により支持力の増加が相殺することで支持力を保持していると推察される。

8.3 今後の課題

以上が本研究の成果であるが、透水性舗装には、まだ課題が残されていると考えられる。以下に主な今後の課題を示す。

- ① 透水性については、空気相を考慮することで実際の雨水浸透現象をより良く再現することができた。しかし、透気係数は仮定値を使用している。そこで解析結果の精度をさらに高めるために、実際の透気係数を求めることが必要である。
- ② 耐久性については、雨水浸透のみによる透水性舗装の粒状路盤材、路床土の支持力変化を検討した。実路においては車両走行による繰り返し荷重等を受けることが考えられるが、本研究ではこのような交通荷重は考慮していない。このことより、室内実験では雨水浸透による支持力の低下が見られたが、実路では雨水浸透による支持力の低下と、交通荷重による締固め効果により支持力の増加が相殺することで支持力を保持していると推察される。したがって、雨水浸透による小さな骨材の移動と交通荷重の両方の作用を同時に再現し、透水性舗装の粒状路盤材および路床土の支持力変化について検証し、それらのメカニズムを解明することによって透水性舗装の性能を活かした設計・施工が可能になると考える。
- ③ 現在は独立行政法人土木研究所の道路路面雨水処理マニュアル（案）の「雨水の地下浸透による道路構造物や周辺構造物の安定性への影響の面から注意する区域」において、法面・斜面周辺では、一般的な目安として図 8.1 に示すように傾斜角 30° 以上で高さ H_g が 2m 以上の法面・斜面の場合、法片および法尻から $2H_g$ の距離までは地下浸透型雨水処理施設の設置を避けることが望ましいとしている。その他、構造物の基礎周辺については、地下浸透型の雨水処理施設を構造物の基礎周辺に設置する場合には、地盤の飽和度増加による土の強度低下、浮力、水圧等を考慮して、各構造物において一般的に構造計算を行う場合に使用する安定計算を実施するなどして構造物の安定性を検討し、施設設置の可否を判断するものとしている。しかし、舗装体内に雨水がどのように浸透し、周囲の地盤や隣接する構造物に与える影響が未解明である。したがって、今後はこの浸透した雨水がそれらにどのような影響をあたえるかを解明する必要がある。

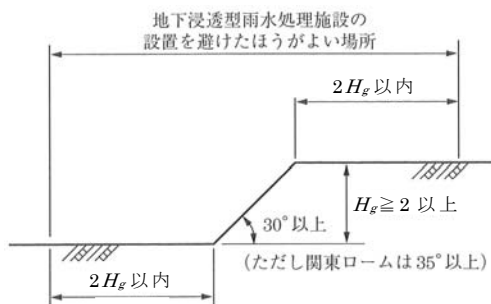


図 8.1 法面・斜面近傍において地下浸透型雨水処理施設の設置を避けたほうがよい場所の目安（参考文献 1）より一部改訂して引用）

第8章の参考文献

- 1) 独立行政法人土木研究所：道路路面雨水処理マニュアル（案），山海堂，2005.

付録－1 数値解析の原理

1.1 質量保存則

最初に，control volume と称される図 1.1 に示されるような微小立方体を考える．この立方体はこれからの議論における地下水および地下水流動媒体のあらゆる特性を有するものとする．

この立方体内を流れが通過し，その成分を xyz 直交座標の 3 成分に分割して整理すると，立方体の各軸直交面に通過する流れは図 1.1 の標記で表すことができる．ここで，上流側から流入した 1 成分方向の流れ（例えば v_x ）は control volume を通過する間に成分方向の増分項 $(\partial v_x / \partial x)\Delta x$ だけ変化することを示している．次に Istok(1989)の解説を引用する．

流入（あるいは上流）側で (ρv_x) の質量流入を有する流れが，微小区間 Δx 間に速度変化を受けた場合，流出（あるいは下流）側では Talor 展開を適用すると次式で表すことができる．

$$\rho v_x + \frac{\partial}{\partial x}(\rho v_x)\Delta x + \frac{\partial^2}{2!\partial x^2}(\rho v_x)(\Delta x)^2 + \frac{\partial}{3!\partial x^3}(\rho v_x)(\Delta x)^3 + \frac{\partial}{4!\partial x^4}(\rho v_x)(\Delta x)^4 + \dots \quad (1.1)$$

ここで， ρ ：流体密度

上式で用いられることの多い「微小区間 Δx では高次のべき乗項は無視できる」という仮定を導入すると，二次のべき乗項以降はキャンセルされ，流出側の質量流速成分は，次式となる．

$$\rho v_x + \frac{\partial}{\partial x}(\rho v_x)\Delta x \quad (1.2)$$

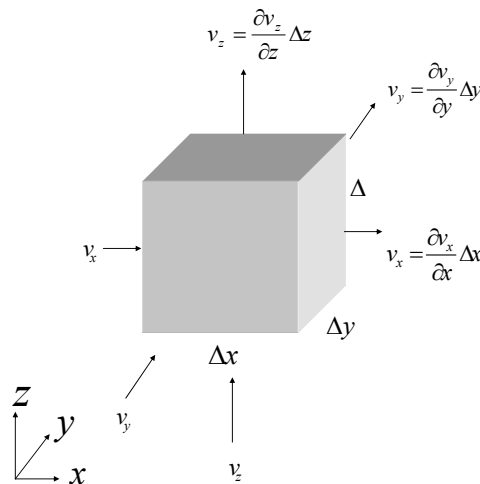


図 1.1 control volume

さらに、体積内で単位体積あたりの排水、注入項 $q(>0$ で排水)を導入、単位時間当たりの流出入流量を 3 方向成分について統計すると、この体積内での質量保存則から以下の連続式が得られる。

$$\begin{aligned} & \rho v_x \Delta y \Delta z + \rho v_y \Delta z \Delta x + \rho v_z \Delta x \Delta y \\ & - \left(\left(\rho v_x + \frac{\partial \rho v_x}{\partial x} \Delta x \right) \Delta y \Delta z + \left(\rho v_y + \frac{\partial \rho v_y}{\partial y} \Delta y \right) \Delta z \Delta x + \left(\rho v_z + \frac{\partial \rho v_z}{\partial z} \Delta z \right) \Delta x \Delta y \right) \\ & - \rho q \Delta x \Delta y \Delta z = \frac{\partial}{\partial t} (\rho S_w n) \Delta x \Delta y \Delta z \end{aligned} \quad (1.3)$$

ここで、 S_w ：飽和度

n ：有効間隙率

q ：体積内の単位体積あたりの排水/注入流量 (L^3/TL^3) (排水時、 $q > 0$)

また、 S_w および n は次式の定義である。

$$S_w = \frac{V_w}{V_v} \quad n = \frac{V_v}{V}$$

ただし、 V_w ：含水体積

V_v ：空隙体積

さらに、単位体積あたりでは、 $V = 1$ として、

$$S_w n = \frac{V_w}{V_v} \frac{V_v}{V} = \frac{V_w}{V} = V_w$$

となる。式(1.3)は、「左辺第一項の流入量から、第二項の流出量と第三項の排水流量を差し引くと、右辺項が残留（貯留）する。」ということを示している。

式(1.3)を整理し、両辺を立方体体積($V \equiv \Delta x \Delta y \Delta z$)で除し、単位体積あたりの収支を見ると、

$$-\frac{\partial \rho v_x}{\partial x} - \frac{\partial \rho v_y}{\partial y} - \frac{\partial \rho v_z}{\partial z} - \rho q = \frac{\partial}{\partial t} (\rho S_w n) \quad (1.4)$$

となる。

1.2 運動の式と透水係数テンソル

ここで，Darcy 則を運動の式として左辺流速項 \mathbf{v} に適用して，水頭 h を導入する．
Bear によると Darcy 則は二次の透水係数テンソルを用いて，以下のように一般化される．

$$\begin{Bmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yz} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial h}{\partial x} \\ \frac{\partial h}{\partial y} \\ \frac{\partial h}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad (1.5)$$

この透水係数テンソルは対照性 ($K_{xy}=K_{yx}$, $K_{yz}=K_{zy}$, $K_{xz}=K_{zx}$) を持つ．

1.3 支配方程式

式(1.5)で表される流速 \mathbf{v} を式(1.4)に代入し，右辺を水頭 h の微分項で表すと次式を得る．

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial x} \left(\rho K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} + \rho K_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} + \rho K_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) \\ & + \frac{\partial}{\partial y} \left(\rho K_{yz} \frac{\partial h}{\partial x} + \rho K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} + \rho K_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left(\rho K_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} + \rho K_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} + \rho K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) - \rho q = \frac{\partial}{\partial t} (\rho S_w n) = \frac{\partial}{\partial h} (\rho S_w n) \frac{\partial h}{\partial t} \end{aligned} \quad (1.6)$$

式(1.6)は総和規約を用いると以下のように簡略化できる．

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(\rho K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) - \rho q = \frac{\partial}{\partial h} (\rho S_w n) \frac{\partial h}{\partial t} \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (1 : x, 2 : y, 3 : z) \quad (1.7)$$

式(1.7)の各微分項を整理する．左辺では，

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(\rho K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) = \frac{\partial \rho}{\partial x_i} \bullet K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} + \rho \frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) \quad (1.8)$$

ここで，流体密度 ρ は空間について一定（非圧縮性および微小体積内均質性より）である
とすると，上式右辺第一項は 0 となる．よって，式(1.8)は次のようになる．

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(\rho K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) = \rho \frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) \quad (1.9)$$

また，式(1.7)右辺時間微分項($\partial h / \partial t$)の係数項は以下のようなになる．

$$\frac{\partial}{\partial h} (\rho S_w n) = \rho S_w \frac{\partial}{\partial h} (n) + S_w n \frac{\partial}{\partial h} (\rho) + \rho n \frac{\partial}{\partial h} (S_w) \quad (1.10)$$

ここで，分解された式(1.10)の各項に以下の貯留性の解釈を適用する．

(1) $\rho S_w \frac{\partial}{\partial h} (n)$ について

以下の議論は，飽和媒体内の水頭変化による空隙変化とこれに伴う排水/貯留を検討するものとし，不飽和状態ではこの変化は考慮しないものとする．

水頭変化に対する有効応力変化 $d\sigma_e$ は次式で表すことができる．

$$d\sigma_e = -\rho g d\psi \quad (1.11)$$

ここで， ψ は圧力水頭(L)であり，全水頭 h (L)，位置水頭 z (L)とは次式の関係である．

$$\psi = h - z \quad (1.12)$$

$$d\psi = dh - dz = dh \quad (\because dz = 0) \quad (1.13)$$

よって式(1.11)は次式となる．

$$d\sigma_e = -\rho g dh \quad (1.14)$$

また，多孔室媒体の圧縮率 α は有効空隙率と以下の関係がある．

$$dV_w = -dV = \alpha V d\sigma_e \quad (1.15)$$

さらに，単位体積であるので $V = 1$ であり，有効応力の増分の定義式を代入すると以下となる．また，単位水頭変化として $dh = -1$ とする．

$$\begin{aligned} dV_w &= \alpha V d\sigma_e \\ &= \alpha \rho g \end{aligned} \quad (1.16)$$

流体の微小な圧縮率を求め、この圧縮率 C_w とすると、これまでと同じ手順で dV_w は次式となる。

$$\begin{aligned} dV_w &= -c_w V_w dp \\ &= c_w n \rho g \end{aligned} \quad (1.17)$$

ここで、媒体の圧縮は飽和状態($S_w=1$)でのみ生じるとしている。

土粒子骨格構造の弾性変形と微小な水の圧縮性に由来する dV_w を合算すると以下となる。

$$\begin{aligned} \frac{dn}{dh} &= \frac{dV_w}{dh} \\ &= \rho g (\alpha + n c_w) \\ &= S_s \quad (1/L) \end{aligned} \quad (1.18)$$

(2) $S_w n \frac{\partial}{\partial h}(\rho)$ について

流体を比圧縮性($\rho=\text{constant}$)とみると、微分項は 0 となる。

(3) $\rho n \frac{\partial}{\partial h}(S_w)$ について

$$\begin{aligned} n \frac{\partial}{\partial h}(S_w) &= \frac{\partial}{\partial h}(n S_w) = \frac{\partial}{\partial h} \left(\frac{V - V_s}{V} \frac{V_w}{V - V_s} \right) = \frac{\partial}{\partial h} \left(\frac{V_w}{V} \right) \\ &= \frac{\partial \theta}{\partial h} \end{aligned} \quad (1.19)$$

ここで、 V は全媒体体積(L^3)、 V_s は土粒子部分の体積(L^3)、 V_w は含水部分の体積(L^3)、 θ は体積含水率(-)である。

よって、これらをまとめると次式を得る。

$$\rho \frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) - \rho q = \rho \left(\beta S_s + \frac{\partial \theta}{\partial h} \right) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.20)$$

流体密度が一定であるので、上式両辺を ρ で除し以下の基礎方程式を誘導できる。

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) - q = \left(\beta S_s + \frac{\partial \theta}{\partial h} \right) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.21)$$

ここで、 β は以下の定義である．

$\beta = 0$: 不飽和領域, $\beta = 1$: 飽和領域

さらに、土質試験では、不飽和特性は $(\theta - h)$ 関係より $(\theta - \varphi)$ 関係で得られるものが一般的であること（図 1.2 参照）から、基礎方程式は全水頭 h によるものではなく圧力水頭 φ によるものの方が扱いやすい．両水頭の関係は式(1.12)で示され、これを式(1.21)に代入すると次のようになる．

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_{ij} \frac{\partial \varphi}{\partial x_j} + K_{i3} \right) - q = \left(\beta S_s + \frac{\partial \theta}{\partial \varphi} \right) \frac{\partial \varphi}{\partial t} \quad (1.22)$$

ただし、比水分容量 $d\theta / d\varphi \equiv c(\varphi)$ とする．また、透水係数を不飽和領域にまで拡張定義し、透水係数 K は飽和透水係数（地盤依存） K^s と相対透水係数（飽和度依存） K_r の積で表すとする ($K \equiv K_r K^s$)．すると式(1.22)は以下のようなになる．

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_r \left(K_{ij}^s \frac{\partial \varphi}{\partial z} + K_{i3}^s \right) \right) - q = (\beta S_s + c) \frac{\partial \varphi}{\partial t} \quad (1.23)$$

あるいは、

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial x} \left(K_r \left(K_{xx}^s \frac{\partial \varphi}{\partial x} + K_{xy}^s \frac{\partial \varphi}{\partial y} + K_{xz}^s \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z} + 1 \right) \right) \right) \\ & + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_r \left(K_{yx}^s \frac{\partial \varphi}{\partial x} + K_{yy}^s \frac{\partial \varphi}{\partial y} + K_{yz}^s \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z} + 1 \right) \right) \right) \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_r \left(K_{zx}^s \frac{\partial \varphi}{\partial x} + K_{zy}^s \frac{\partial \varphi}{\partial y} + K_{zz}^s \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z} + 1 \right) \right) \right) - q = (\beta S_s + c) \frac{\partial \varphi}{\partial t} \end{aligned} \quad (1.24)$$

式(1.23)あるいは式(1.24)を支配方程式と呼ぶ．

上式を時間的、空間的に離散化し、初期条件、境界条件を基に圧力水頭(φ)の分布を求める．

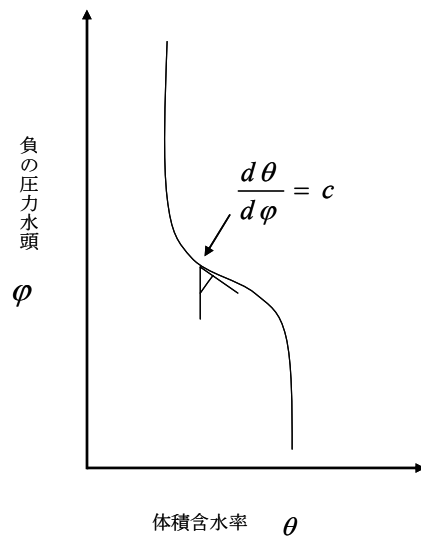


図 1.2 負の圧力水頭と体積含水率の関係

付録－2 境界条件および初期条件

2.1 境界条件

今回の解析で用いた条件について述べる．

(1) 既知水頭境界

浸透流解析では水頭値が変量として扱われるが，既知水頭境界ではこれを変量として扱わず，指定された経過時間に対応した既知量を強制的に水頭値として指定するものである．

$$H(x,t) = H_b(x,t) \quad (2.1)$$

ここで， H_b は既知水頭の位置(x)と時間(t)に対する関数である．既知水頭を設定する地点は任意ではなく，その位置が明確であるから，圧力水頭に対しても同様の条件が設定できる．

$$\psi(x,t) = \psi_b(x,t) \quad (2.2)$$

ここで， ψ_b は既知圧力水頭の時間に対する関数である．

既知水頭境界は，変量を直接与えるものであるので，第 1 種境界条件（ディリクレ条件）と呼ばれる．

(2) 既知流量条件

流量値を境界条件とするもので，境界面を通過する流量で規定される．

$$K_r \left(K_{ij}^s \frac{\partial \Psi}{\partial x_j} + K_{i3}^s \right) n_{ij} = -V(x_i, t) \quad (2.3)$$

ここでは V は境界面を通過する流速， n_{ij} は境界面に 直なベクトルの i 座標方向成分である．既知流量境界は変量の導関数を規定するものであるので，ノイマン条件と呼ばれる．

(3) 浸出面境界

浸出面境界は，飽和・不飽和浸透流解析特有のものである．この条件が取られる境界面では初期に不飽和状態にあり，水の出入りが見られないものが，後に浸透系内の湿潤によって飽和状態になり，系より外部に流出が見られるものである．またはこの逆で，初期に飽和状態にあり外部へ流出が見られるものの，後に浸透系内の湿潤面後 に伴い，不飽和状態になり，水の出入りが見られなくなるものである．

数式では以下の条件式が適用できる．

- ・ $\psi \geq 0$ の時, ψ =大気圧とした既知水頭境界とする.
- ・ $\psi < 0$ のとき, 不透水境界とする.

このように浸出面境界は境界上の間隙水圧値の正負のよって条件を定水圧と不透水に変更するものであり, このスイッチの取り扱いを導入すれば, 条件そのものは従来のものを用いることが出来る. しかしながら, このスイッチは非線形条件として扱われるため, 理論的に解くことは極めて困難であることから, 逐次計算による収束過程を持った数値解析が有効である.

(4) 降雨条件境界

降雨条件は, 降雨強度から降雨境界面上での浸入流量を与える流量境界として考える. しかし, 注入流量に応じて地表面水頭が上昇し, 極端に大きな水圧が地表面にかかってしまうことがあるため, 以下の条件を適用する.

- ・ $\psi = \psi_{\max}$ の時, 既知流量境界とする
- ・ $\psi > \psi_{\max}$ の時, 既知水頭境界とする

2.2 初期条件

時間とともに水頭分布が変化する非定常問題では, 計算開始段階での水頭分布を設定する必要がある.

$$h(x, t = 0) = H_0(x) \quad (2.4)$$

ここで, H_0 は既知水頭の位置に対する関数である.

圧力水頭に対しても同様の条件が設定される.

$$\psi(x, t = 0) = \psi_0(x) \quad (2.5)$$

ここで, ψ_0 は既知圧力水頭の位置に対する関数である.

謝 辞

本論文は、筆者が透水性舗装の研究を始めた平成 17 年から、平成 19 年に京都大学大学院工学研究科博士後期課程への入学を経て、現在に至るまでの研究成果をとりまとめたものであります。透水性舗装に関しては既に多くの研究がなされ、その成果が発表されており、論文にオリジナリティーを持たせることが非常に困難でありました。しかしそのような状況の中でも、学位論文をまとめることができましたのも、実に多くの方々からのご指導、ご鞭撻を賜ることができたためと、ここに深甚なる感謝の意を表する次第であります。

本研究を遂行するにあたり、ご懇切なるご指導とご助言を賜りました、京都大学大学院工学研究科教授 大西有三先生に厚く御礼申し上げます。先生には、研究者としての心構えを御教授頂いたばかりでなく、力学的素養のない筆者が学位論文をまとめるに至り得たのも、一重に先生のおかげと深く感謝致しております。

また、副査として本論文を審査頂きました、同学科教授 青木謙治先生に心より感謝致します。拙い部分も数多くあったかと思いますが、熱心に査読、ご指摘を頂きました。深く御礼申し上げます。

同学科准教授 西山哲先生には副査として本論文を審査頂いたばかりでなく、筆者が本研究に携わってからの 3 年間、数多くの事を学ぶ機会や学会等で発表する機会を与えて頂きました。同学科助教 小山倫史先生には論文作成を進める上でささいな相談にも親身に乗って頂き、また筆者が苦戦していた解析について懇切丁寧なご指導を頂きました。そして同学科技術専門員 矢野隆夫先生には、実験や論文作成に際して多大なる御助力を賜ったばかりでなく、研究を進めるに際し終始熱心なご指導を頂き、浅学な筆者に研究を行う上での基礎、心構えを御教授頂きました。時には社会人として、時には学生として接して頂きご指導頂いたこと、また非常にお忙しい中でも筆者のささいな相談に乗って頂き、本論文の完成に至ることができました。深く御礼申し上げます。

京都大学次世代開拓研究ユニット助教 中島伸一郎先生には、本研究を進めるにあたり数多くの貴重なご意見を頂き、また透水性舗装の研究に関する多くのアイデアを頂き、感謝致しております。

現在社会人としてご活躍されている、北山迪也氏（中日本高速道路株式会社）、田中裕氏（関西電力株式会社）には、実験に際して多大な御助力を頂き、心より感謝致しております。

そして、在職のまま京都大学大学院に入学させて頂き、終了までの間を物心両面にわたるご支援を頂いた社長 石井哲夫氏、担当常務 梶太郎氏をはじめ、このようなきっかけを頂きました特別顧問 山岡礼三氏および専務 庄野豊氏、ならびに役職員の皆様方には、深く感謝の意を表する次第です。

本研究を進めるにあたって、常日頃から相談や悩みを聞いて頂き、また温かく見守って頂きました技術研究所長 高橋哲躬氏をはじめとする職員の皆様方、フォレストコンサルタント株式会社東京試験所の皆様方にはご支援を頂きました。特にフォレストコンサルタント株式会社東京試験所 下館鎮氏および元同社 片岡誠氏には、長期間にわたる実験に多大なる御助力を頂き深く御礼申し上げます。またフォレストコンサルタント株式会社大阪支店長 香川保徳氏をはじめとする大阪試験所の皆様方にも、筆者が研究を遂行するにあたり現場実験の際には多大なる御助力を頂き深く感謝致しております。そして、技術研

究所室長の小関裕二氏をはじめとする工法研究室の皆様方には多大なる御助力を頂いたばかりでなく、本論文の執筆にあたって温かく見守って頂き、心より感謝致しております。

そして何より、近畿大学理工学部社会環境工学科教授 佐野正典先生には、道路工学の面白さを教えて頂いただけでなく、社会人になった筆者に対して、在学当時よりも厳しくご教授頂き、地に足を付けて実務および研究に邁進できました事を心から感謝申し上げます。

最後に私事とはなりますが、本論文の執筆を休日、深夜に当てていた筆者に対し、陰ながら支え、励ましてくれた妻の玲子、可愛い笑顔で応援してくれた娘の芽依、息子の佳斗に感謝の気持ちを贈ります。本当にありがとう。